



TEKNILLINEN KORKEAKOULU
Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta
Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos
Pohjarakennus ja maamekaniikka

KIRSI PÄTSI

SUURPELLON SYVÄSTABILOIDUN KOEPENKEREEN ANALYSOINTI

Pohjarakennuksen ja maamekaniikan syventymiskohteen
diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 22.01.2009

Työn valvoja: Prof. Pauli Vepsäläinen

Työn ohjaaja: DI Harri Tanska

Tekijä:	Kirsi Pätsi	
Diplomityö:	Suurpellon syvästabiloidun koepenkereen analysointi	
Päivämäärä:	22.01.2009	Sivumäärä: 103
Professuuri:	Pohjarakennus ja maamekaniikka	Koodi: Rak-50
Valvoja:	Prof. Pauli Vepsäläinen	
Ohjaaja:	DI Harri Tanska	
Avainsanat:	syvästabilointi, koepenger, painuma, määrämittainen pilarointi, sulfidisavi, lieju, KPO 2000, Plaxis	
<p>Espoon Suurpelto on merkittävä rakennuskohde. Pohjasuhteet alueella ovat erittäin heikot ja vaihtelevat. Pehmeiden maakerrosten keskisyvyys on 10,6 m ja syvimmillään ne ovat yli 25 m syviä. Ilman pohjanvahvistusta 1,5...2,0 m korkeiden katupenkereiden painumien on laskettu olevan 2,0 metrin luokkaa ja stabiliteetin pienimmillään luokkaa $F = 0,6...0,7$. Kunnallistekniikan ja yleisten alueiden perustamisessa käytetään pääosin syvästabilointia. Kaikkiaan alueella tehdään kunnallistekniikkaa varten pilaristabilointia noin 1500 kilometriä, josta tähän mennessä on saatu valmiiksi noin puolet.</p> <p>Osa pehmeistä maakerroksista sisältää sulfidia ja orgaanista ainesta, jotka saattavat vaikuttaa negatiivisesti maan stabiloitavuuteen.</p> <p>Alueelle rakennettiin koepenger, jonka pohjanvahvistus tehtiin syvästabiloinnilla. Koepenkereen vierestä otettiin maanäytteitä, joita testattiin laboratoriossa luonnontilaisena sekä stabiloituna. Laboratoriossa stabiloiduille näytteille tehtiin puristus-, kolmiaksiaali- ja ödometrikokeita. Laboratoriossa saadut leikkauslujuudet vastasivat hyvin koepenkereen syvästabiloiduille pilareille tehdyistä pilarikairauksista saatuja tuloksia. Lujuudet vaihtelivat huomattavasti syvyysuunnassa. Huonoimmat lujuudet saavutettiin sulfidipitoisessa kerroksessa. Liejukerroksesta saatiin laboratoriossa ja 2,5 kk jälkeen maastossakin erittäin hyvät tulokset, mutta 11 kuukauden jälkeen lujuus oli pilarikairausten mukaan laskenut.</p> <p>Osassa koepengertä pohjanvahvistus tehtiin määrämittaisilla pilareilla. Määrämittaisten pilareiden painumat olivat kahden vuoden havaintojakson aikana n. 260 mm, mikä ylittää katurakenteille sallitut painumat. Painuvan kerroksen alapintaan tehdyn pilaroinnin painuma on pysynyt sallituissa rajoissa.</p> <p>Työssä vertailtiin koepenkereen havaittuja painumia laskettuihin painumiin. KPO 2000 –ohjelmalla laskettu painumisnopeus vastasi havaittua painumisnopeutta parhaiten, kun käytettiin kalkki-sementtipilareille laskennassa huomattavan suurta vedenläpäisevyyttä, n. 300-400 –kertaista vedenläpäisevyyttä luonnontilaisen saven vedenläpäisevyyteen verrattuna. Elementtimenetelmään perustuvalla Plaxis-ohjelmalla saatiin samankaltaiset tulokset käyttämällä kymmenkertaista vedenläpäisevyyttä luonnontilaisen saven vedenläpäisevyyteen nähden.</p>		

Author:	Kirsi Pätsi	
Thesis:	Deep stabilized test embankment in Suurpelto, Espoo	
Date:	22.01.2009	Number of pages: 103
Professorship:	Soil mechanics and foundation engineering	Code: Rak-50
Supervisor:	Prof. Pauli Vepsäläinen	
Instructor:	DI Harri Tanska	
Key Words:	Deep stabilization, test embankment, settlement, floating columns, sulphide clay, gytja, KPO 2000, Plaxis	

Suurpelto is a remarkable construction site in Espoo. The soft soil layers are up to 25 m deep. The average depth of soft soil layers is 10,6 m. Without soil reinforcement the settlement of 1,5...2,0 m high street embankments is estimated to be about 2,0 m and the stability is about 0,6...0,7. Deep stabilization is the main soil reinforcement method used beneath public areas and pipelines. The total amount of deep stabilization is about 1500 km, of which about half is completed at the moment.

Some soft soil layers contain sulphide and organic matter, which may have a negative effect on stabilization.

A test embankment was constructed on deep stabilized soil. Soil samples were taken near the test embankment. Laboratory tests on soil in natural condition and on stabilized soil were carried out. The stabilized samples were tested with triaxial and uni-axial compression tests and oedometer tests. The shear strengths attained in laboratory tests corresponded well with the shear strengths attained with column penetrometers in field. The lowest shear strengths were attained in the sulphide containing layer. In gytja layer good strength was attained in laboratory and also in field when tested after 2,5 months, but according to column penetrometer testing the strength had diminished after 11 months.

In part of the embankment the soil reinforcement was made with floating columns. After two years the observed settlement of the part of the embankment reinforced with floating columns was about 260 mm, which is more than the allowed settlement of the street embankments.

Observed settlements were compared with calculated settlements. With program KPO 2000 the calculated rate of settlement was in agreement with the observed settlements when remarkably high values of water permeability of stabilized soil were used. The rate of the settlement coincided with the observed rate of settlement when a water permeability ratio of the stabilized and natural clay was about 300-400. Results of the same order were acquired with program Plaxis when a ten-fold water permeability of stabilized soil compared to natural soil was used.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö tehtiin opinnäytetyönä Teknillisen korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa. Työn rahoittajana toimi Suomen Akatemia. Työ tehtiin osana Stabiloidun maan materiaalimallin kehittäminen –projektia.

Työn valvojana toimi Teknillisen korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan professori Pauli Vepsäläinen. Työn ohjaajana toimi DI Harri Tanska. Esitän parhaat kiitokseni valvojalle ja ohjaajalle ohjauksesta ja palautteesta.

Kiitokset koko Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorion väelle – Aulille, Henrylle, Irmelille, Jaimelle, Jarmolle, Jonnille, Matille, Pentille ja Toivolle – avusta laboratoriotöiden suorituksessa ja laskennassa. Esitän erityiskiitokset laboratorioinsinööri Matti Lojanderille avusta ja kannustuksesta työn aikana.

Haluan kiittää perhettä ja ystäviä tuesta ja kannustuksesta.

Espoossa tammikuussa 2009

Kirsi Pätsi

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ	2
ABSTRACT	3
ALKUSANAT	4
SISÄLLYSLUETTELO	5
MERKINNÄT.....	8
1. JOHDANTO	10
2. SULFIDIPITOISTEN SAVIEN STABILOITAVUUS.....	12
2.1 Yleistä	12
2.2 Sulfidimaiden stabiloinnissa käytettävät sideaineet.....	12
3. HUMUSPITOISUUDEN VAIKUTUS STABILOITAVUUTEEN.....	14
3.1. Yleistä	14
3.2 Humushapon vaikutus stabiloitavuuteen	14
3.3 Humuspitoisuus ja indeksikoemenetelmä.....	15
3.4 Humuspitoisen maan stabilointiin soveltuvat sideaineet	16
4. SUURPELLON MAAPERÄN OMINAISUUDET	17
4.1 Geologiset ominaisuudet ja maastomittaukset.....	17
4.1.1 Maaperän yleispiirteet.....	17
4.1.2 Geologinen kehityshistoria	20
4.1.3 Kairaukset	22
4.1.4 Geofysikaaliset mittaukset	26
4.1.5 Maaperän geokemialliset ominaisuudet.....	27
4.2. Luokitusominaisuudet.....	28
4.3 Painuma- ja vedenläpäisevyysominaisuudet.....	32
4.4 Kolmiakksiaalikokeet	37
4.5 Yhteenveto Suurpellon maaperän ominaisuuksista	42
5. SUURPELLON STABILOIDUN MAAN OMINAISUUKSIA	43

5.1. Koekappaleiden valmistus ja säilytys	43
5.2 Ödometrikokeet.....	44
5.3 Yksiaksiaaliset puristuskokeet	47
5.4 Kolmiaksiaalikokeet	49
5.4.1 Kolmiaksiaalisellissä 15 vrk ajan konsolidoidut näytteet.....	49
5.4.2 Avoimet kolmiaksiaalikokeet putkessa säilytetyille näytteille	65
5.5. Pilarikairaukset	67
5.6 Yhteenveto Suurpellon stabiloidun maan ominaisuuksista	70
6. SUURPELLON SYVÄSTABILOITU KOEPENGER	72
6.1 Geometria ja instrumentointi	72
6.2 Painumahavainnot.....	75
6.3 Huokospainemittaukset.....	76
7. LASKENTA	77
7.1 Määrämittainen syvästabilointi.....	77
7.1.1 Yleistä	77
7.1.2 Pilareilla vahvistetun maan jako osiin	77
7.1.3 Pilaroidun osan painuma.....	79
7.1.4 Pilaroidun osuuden alapuolisen saven painuma	81
7.2 Laskenta Kalkkipilariohje KPO 2000 -ohjelmalla.....	84
7.2.1 KPO 2000 –ohjelman laskentaperiaatteet.....	84
7.2.2 Pilareiden vedenläpäisevyys ja KPO 2000	84
7.2.3 KPO 2000 –ohjelmassa käytetyt parametrit	85
7.3 Laskenta Plaxis-ohjelmalla	86
7.3.1 Yleistä	86
7.3.2 Käytetyt maamallit.....	88
7.3.3 Plaxis-ohjelmassa käytetyt parametrit	88
8. TULOKSET	90
8.1 Kantavaan pohjaan ulottuvat pilarit.....	90
8.2 Määrämittaiset pilarit.....	91

9. YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET	94
10. KIRJALLISUUS.....	96

MERKINNÄT

a	pilarien suhteellinen pinta-ala
A_p	pilarin pinta-ala
A_m	maan pinta-ala
B	pilarikentän leveys
c	koheesio
c_h	maan vaakasuuntainen konsolidaatiokerroin
c_u	suljettu leikkauslujuus
c_v	maan pystysuuntainen konsolidaatiokerroin
$C_{\alpha\epsilon}$	sekundaaripainuman kerroin
d	näytteen halkaisija
e	huokosluku
E	kimmomoduuli
E_p	pilarien muodonmuutosmoduuli
H	näytteen korkeus
Δh	pilaroidun maakerroksen paksuus
I_C	konsistenssiluku
I_p	plastisuusluku
K_0	lepopaine kerroin
k_1	vedenläpäisevyys
k_x	vaakasuuntainen vedenläpäisevyys
k_y	pystysuuntainen vedenläpäisevyys
L	pilarikentän pituus
m	moduuliluku
M	maan kokoonpuristuvuusmoduuli
N	pilarien lukumäärä
p'	tehokas hydrostaattinen jännitys
POP	konsolidaatiojännityksen σ'_p sekä vallitsevan pystysuoran jännityksen σ'_{v0} erotus
q	deviatorinen jännitys
q_1	pilarille tuleva kuorma
q_2	maalle tuleva kuorma
q_u	puristuslujuus
Q_{creep}	pilarin myötökuorma
q_{max}	puristusjännityksen maksimiarvo
s_m	maan painuma
s_p	pilarin painuma

s_p	stabiloidun näytteen leikkauslujuus
S_r	kyllästysaste
S_t	sensitiivisyys
u	huokospaine
v	ominaistilavuus
V	tilavuus
w	vesipitoisuus
w_L	juoksuraja
β	jännityseksponentti
γ	maan tilavuuspaino
ε_1	suurin päävenymä
ε_3	pienin päävenymä
ε_s	leikkausmuodonmuutos
ε_v	tilavuuden muutos
$\dot{\varepsilon}_v^p$	plastisen tilavuudenmuutoksen nopeus
$\dot{\varepsilon}_1^p$	plastisen suurimman päävenymän nopeus
κ	ylikonsolidoituneen maan tilavuudenmuutosparametri; elastisen tilavuudenmuutoksen parametri
κ^*	modifioitu ylikonsolidoituneen osan parametri
λ	normaalisti konsolidoituneen maan tilavuudenmuutosparametri; kokonaistilavuudenmuutoksen parametri
λ^*	modifioitu normaalisti konsolidoituneen osan parametri
μ^*	virumaindeksi
M	kriittisen tilan jännityssuhde
ν	Poissonin luku
σ	maassa vallitseva pystyjännitys
σ_3	sellipaine
σ'_p	konsolidaatiojännitys
σ'_{v0}	maassa vallitseva pystyjännitys
τ_p	pilarin leikkauslujuus
φ	kitkakulma
φ_c	kriittisen tilan kitkakulma
ψ	dilataatiokulma

1. JOHDANTO

Suurpelto on merkittävä kehitys- ja rakennuskohde pääkaupunkiseudulla. Se sijaitsee Etelä-Espoossa Kehä II – tien varrella. Alueen pinta-ala on 325 ha. Alueelle suunnitellaan rakennettavan asuntoja 7 000 asukkaalle ja työpaikkoja 9 000 hengelle.

Ilman pohjanvahvistusta 1,5...2,0 m korkeiden katupenkereiden kokonaispainumien on laskettu olevan 2,0 metrin luokkaa ja stabiliteetin pienimmillään luokkaa $F = 0,6-0,8$. Kunnallistekniikan ja yleisten alueiden perustamisessa käytetään pääosin syvästabilointia. Kaikkiaan alueella tehdään kunnallistekniikkaa varten pilaristabilointia noin 1500 kilometriä, josta tähän mennessä on saatu valmiiksi noin puolet.

Suurpellon maaperän ominaisuudet ovat rakentamisen kannalta erittäin heikot, ja sen ominaisuudet vaihtelevat merkittävästi sekä vertikaalisesti että horisontaalisesti. Osa pehmeistä kerroksista on liejua ja osa sulfidipitoista savea, joiden syvästabiloinnista on saatu muualla vaihtelevia tuloksia. Espoon kaupunki aloitti laajat tutkimukset maaperän geofysikaalisista, geokemiallisista, sedimentologisista ja geoteknisistä ominaisuuksista. Tutkimusprojektiin osallistuvat Geologian tutkimuskeskus, Helsingin yliopiston Maantieteen laitos ja Teknillisen korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorio. Tutkimuksen tavoitteena oli saada tietoa alueen pohjarakentamista ja syvästabilointia varten.

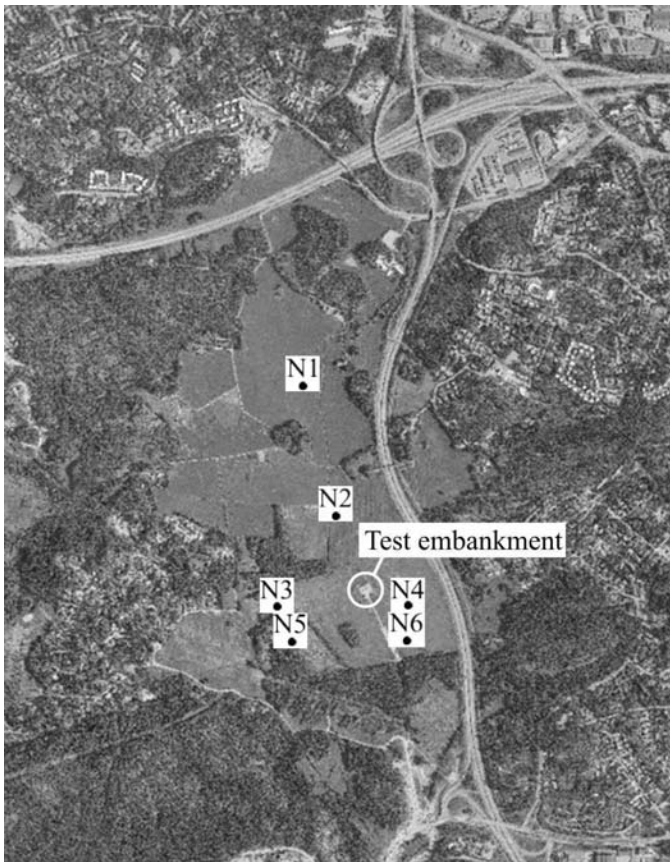
Suurpeltoon tehtiin koestabilointikenttiä, joista yhden päälle rakennettiin koepenger. Koepenkereen pohjanvahvistus tehtiin kalkki-sementillä osassa pengertä määrämittäisillä pilareilla ja osassa pengertä kantavaan pohjaan asti ulottuvilla pilareilla. Kyseisen koepenkereen painumia ja huokosvedenpaineen kehittymistä seurataan edelleen. Koepenkeren sijainti on esitetty kuvassa 1.

Teknillisen korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa tutkittiin luonnontilaisen maan luokitusominaisuuksia, painuma- ja vedenläpäisevyysominaisuuksia sekä lujuusominaisuuksia kairauspisteissä N5 ja N6 (kuva 1). Tämän diplomityön yhteydessä tehtiin uusi kairauspiste 2008-1 kuvassa 1 esitetyn koepenkeren viereen. Pis-

teestä 2008-1 tehtiin luonnontilaisille näytteille tehtyjen kokeiden lisäksi kokeita kalkki-
sementillä (50:50, 120 kg/m³) stabiloiduille näytteille.

Alueella on tehty huomattava määrä maastotutkimuksia, mm. paino-, puristin-, heijari-,
siipi- ja porakonekairauksia. Alueella on tehty myös kattava geofysikaalinen tutkimus.
Yhdestä kairauspisteestä (N4, kuva 1) on tehty kemialliset analyysit. (Ojala ym. 2007)

Tämän diplomityön tavoitteena oli koota Suurpellon maaperälle tehtyjen laboratorio- ja
maastotutkimusten tulokset sekä verrata syvästabiloidun koepenkereen painumia lasket-
tuihin painumiin. Lisäksi tavoitteena oli tutkia määrämittaisten syvästabiloitujen pilareii-
den käyttöedellytyksiä Suurpellossa sekä tutkia humus- ja sulfidipitoisten maiden stabi-
loitavuutta Suurpellossa.



*Kuva 1. Suurpellon alue sekä tarkemmin tutkittujen kairauspisteiden ja koepenkereen sijain-
ti. Kairauspiste 2008-1 sijaitsee koepenkereen lounaiskulman lähetyvillä. (Stapelfeldt ym.
2009)*

2. SULFIDIPITOISTEN SAVIEN STABILOITAVUUS

2.1 Yleistä

Suomen länsirannikolla ja Ruotsin itärannikolla esiintyy sulfidipitoisia maita, joiden stabilointi on havaittu ongelmalliseksi. Stabilointi on kuitenkin usein varteenotettava pohjanvahvistusmenetelmä paksuissa kerrostumissa ja joskus ohuemmissakin sulfidimaissa, sillä sulfidimaiden kaivu on myös ongelmallinen. Kaivu nimittäin aiheuttaa sulfidien ja metallien vapautumista ja maaperän happamoitumista, mikä voi olla haitallista perusrakenteille, kuten teräspaaluille. Maaperän happamoituminen voi myös aiheuttaa alueen vesistöjen happamoitumista, mikä on haitallista esim. kaloille. (Andersson & Norrman 2004)

Sulfidipitoisten maiden stabiloitavuus vaihtelee huomattavasti alueittain. Stabiloitavuus tulee määrittää laboratoriokokein kohteittain. (Carlsten 1994)

Andersson ja Norrman (2004) kokosivat eri puolilla Ruotsia toteutettujen sulfidimaiden stabilointien tuloksia. Niiden mukaan erot laboratoriossa ja maastossa saavutetuissa lujuuksissa olivat suuria. Sulfidimaissa saavutettiin laboratoriossa yleensä selvästi suurempia lujuuksia kuin maastossa. Tämä johtunee puutteellisesta sekoitustekniikasta pilareiden valmistuksessa.

2.2 Sulfidimaiden stabiloinnissa käytettävät sideaineet

Carlstenin (1994) mukaan kalkki-sementti antaa normaalisti suuremman lujuuden kuin pelkkä kalkki sulfidipitoisia maita stabiloitaessa. Lujuuden kehitys on hidasta verrattuna saveen, joka ei sisällä sulfidia.

Anderssonin ja Norrmanin (2004) mukaan sulfidimaiden stabiloinnissa tarvitaan muita sideaineyhdistelmiä kuin kalkki-sementtiä tyydyttävän lopputuloksen aikaansaamiseksi. Tutkimuksessaan he totesivat, että kalkin, sementin ja kipsin sekoitus käyttäen yhtä suu-

ria osuuksia (33 % kutakin) antoi homogeenisimman lopputuloksen maaprofiilissa, jossa oli huomattavia eroja stabiilitavuudessa syvyysuunnassa muita sideaineita käytettäessä. Lisäksi kyseisellä sideaineyhdistelmällä stabiiloitaessa saavutettiin hyvät lujuudet vaikeimmin stabiiloitavassa kerroksessa sekä saavutetut 90 d lujuudet kasvoivat kolminkertaisiksi verrattuna 28 d lujuuksiin. Edelleen Anderssonin ja Norrmanin kokoamien maasotulosten mukaan erilaiset sementin, masuunikuonan ja lentotuhkan yhdistelmät antoivat suurempia lujuuksia sulfidimaissa kuin tavallinen sementin ja kalkin yhdistelmä.

3. HUMUSPITOISUUDEN VAIKUTUS STABILOITAVUUTEEN

3.1. Yleistä

Almqvistin ja Erikmatsin (1994) tekemissä kokeissa samassa kairauspisteessä eri syvyyksiltä otetuista näytteistä humuspitoisuuden kasvu pienensi stabiloinnilla saavutettua leikkauslujuutta. Toisaalta suurimmat leikkauslujuudet saatiin kairauspisteessä, jossa humuspitoisuus oli suurin (5,3 %). Kaikissa koepisteissä 60 d lujuudet olivat 1,5-2 –kertaisia 30 d lujuuksiin verrattuna.

Carlstenin (1994) mukaan turpeen ja liejun stabiloinnilla saavutettu leikkauslujuus on yleensä hyvin pieni. Turve ja lieju tulisikin Carlstenin mukaan yleensä kaivaa pois. Stabiloitavuus toki vaihtelee alueittain. Liejuisissa savissa stabilointitulokset on parempi kuin liejussa, mutta lujuuden kehitys on usein hitaampaa kuin savissa, jotka eivät sisällä humusta.

Kujalan ym. (1996) mukaan yleisenä sääntönä stabiloitaessa on, että mitä enemmän humusta maa-aines sisältää, sitä pienempi lujuus saavutetaan, etenkin hydraulisia sideaineita käytettäessä. Päinvastaisiakin tuloksia on tosin saatu, ja humuspitoisuus yksinään antaa vain alustavan arvion stabiloitavuudesta.

Tremblay ym. (2002) havaitsivat, että orgaanisen aineksen laadulla on merkittävä vaikutus leikkauslujuuteen. Sukroosi ja erilaiset hapot pienensivät leikkauslujuutta merkittävästi, kun taas kerosiini ja tietyt aromaattiset hiilivedyt lisäsivät leikkauslujuutta. Mm. selluloosalla ja tärkkelyksellä ei ollut vaikutusta leikkauslujuuteen.

3.2 Humushapon vaikutus stabiloitavuuteen

Tremblay ym. (2002) havaitsivat, että kun huokosveden pH oli orgaanisten happojen liuoksen ansiosta alle 9, sementin lisäys ei lisännyt lähes lainkaan lujuutta. Saman suunnan tuloksen saivat Kujala ym. (1996) kokeissa, joissa humushapon lisääminen pienensi vähän humusta sisältävän sementillä stabiloidun saven lujuutta.

Axelssonin ym. (2002) mukaan humushapot reagoivat stabiloitaessa kalsiumhydroksidin $\text{Ca}(\text{OH})_2$ kanssa ja muodostavat liukenemattomia reaktiotuotteita jotka saostuvat savipartikkelien päälle. Humushapot voivat myös alentaa maaperän pH:ta. Tämä hidastaa sideainien reaktionopeutta.

Maaperässä, joissa on korkea humuspitoisuus, sideainemäärän tulee ylittää ”kynnysarvo” jotta stabiloitumista tapahtuu. Syynä tähän voi olla se, että humushapot ”neutralisoituvat” kun riittävä määrä sideainetta on lisätty. (Axelsson 2002)

3.3 Humuspitoisuus ja indeksikoemenetelmä

Osana POHVA I –projektia kehitettiin ns. stabiloinnin indeksikoemenetelmä Teknillisessä korkeakoulussa. Samalla tutkittiin mm. maa-aineksen humuspitoisuuden vaikutusta yksiaksiaaliseen puristuslujuuteen. Indeksikokeessa näyte koestettiin vain 7 vuorokauden ikäisenä, kun Teknillisessä korkeakoulussa näytteet koestetaan tavallisesti 28 vuorokauden ikäisinä. Indeksikokeessa näytteitä pidettiin lämpimämmässä (24 °C) kuin tavallisesti (6 °C), jolloin näytteeseen kohdistui suurinpiirtein yhtä suuri määrä lämpöastetunteja. Tutkimuksissa havaittiin, että alhaisen humuspitoisuuden näytteillä (Otaniemen lihava savi) indeksikokeen 7 d-lujuudet olivat hyvin lähellä tavallisella koemenetelmällä saavutettuja 28 d -lujuuksia. Leppävaaran savisen liejun ja Leppävaara-Otaniemi – sekoituksen 7 d-lujuudet taas olivat huomattavasti suurempia kuin 28 d-lujuudet. Tämä voi johtua siitä, että näytteen pidemmän säilytysajan aikana humushappojen lujuutta alentava vaikutus ehtii vaikuttaa kauemmin. (Aalto 2006)

Edelleen stabiloinnin indeksikokeiden kehityksen yhteydessä havaittiin, että vesipitoisuudeltaan ”homogenisoiduissa” näytteissä humuspitoisuuden kasvu näytti aiheuttavan lujuuden kasvun. Maa-ainekset eroavat toisistaan muutenkin kuin vain vesipitoisuuden osalta, joten on mahdollista että muut tekijät kuin humuspitoisuus aiheuttivat lujuuden lisäyksen. Lisäksi koeajan lyhyiden takia humushapot eivät ehdi vaikuttaa yhtä pitkään kuin tavallisesti käytetyissä koemenettelyissä. (Aalto 2006)

Tavallisesti tulokset esitetään stabiloinnissa lujuus-sideainemäärä -koordinaatistossa. Humuspitoinen maa-aines on yleensä myös vesipitoisempaa, mikä selittää osan humuspitoisessa maassa tavallisesti saavutetuista pienistä lujuuksista. Indeksikoemenetelmää kehitettäessä käytettiin lujuus vs. vesi-sideainesuhde -koordinaatistoa, mikä tutkimusmielessä lienee mielekkäämpää. (Aalto 2006)

3.4 Humuspitoisen maan stabilointiin soveltuvat sideaineet

Kalkki yksinään ei sovellu humuspitoisten maiden stabilointiin (Tiehallinto 2001, Carls-ten 1994). Tämä johtuu luultavasti siitä, että kalkin ja saven pozzolaanireaktiot estyvät, kun orgaaninen aines vie maaperässä tilaa ja sideaine ei pääse kontaktiin savimineraalien kanssa (Axelsson 2002).

Sementti taas lujittaa hyvin myös humuspitoisia maita, ainakin jos sideainemäärät ovat riittäviä (Tiehallinto 2001). Sementti reagoi veden kanssa eikä savipartikkeleilla ole osuutta lujuudenkehitykseen (Axelsson 2002).

Kun kalkkia käytetään sementin lisäksi, saadaan pilareista homogeenisempia ja sitkeämpiä. Kalkin ja sementin seos on ollut 1990-luvun alusta käytetyin sideaine. Muiden sideaineiden käyttö vaatii aina kohdekohtaisen arvioinnin. (Tiehallinto 2001)

Axelsson ym. (2002) suosittelevat liejun ja turpeen stabilointiin sideaineeksi sementtiä tai sementin ja granuloidun masuunikuonan eli masuunihiekan seosta. Tyypillinen sideainemäärä liejulle on 100-200 kg/m³ ja turpeelle 150-250 kg/m³. Teollisuuden sivutuotteista sideaineseokset, joissa oli lentotuhkaa, antoivat huonoimman tuloksen stabiloi-
taessa.

4. SUURPELLON MAAPERÄN OMINAISUUDET

4.1 Geologiset ominaisuudet ja maastomittaukset

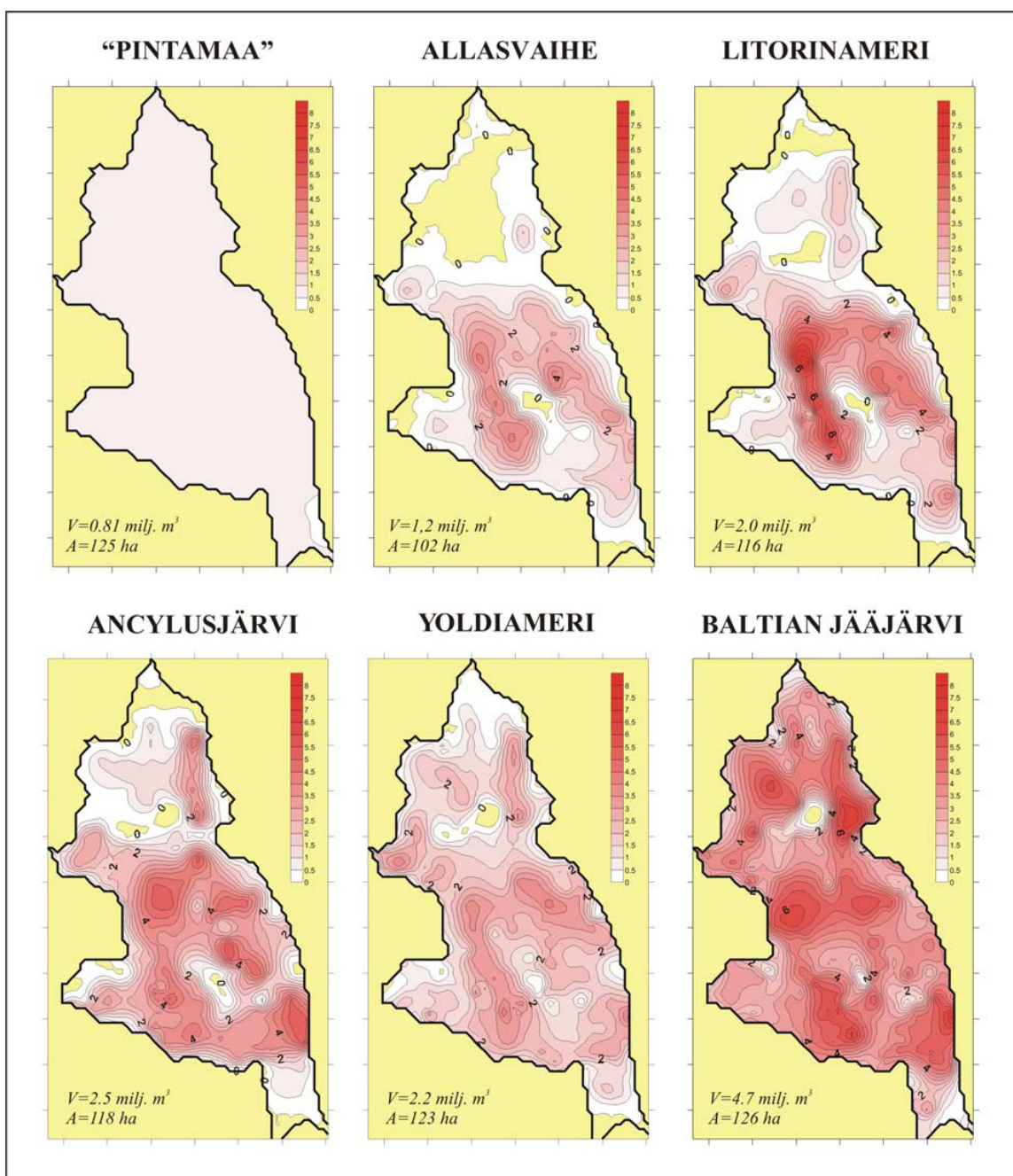
4.1.1 Maaperän yleispiirteet

Suurpellon alueen alavissa osissa kalliopinnan päällä on pohjamooreenia, jonka päällä on jäätikkökisyyksistä hiekkaa noin metrin kerros. Tämän päällä on glasiaalisia lustosavia, sekä Yoldia-, Ancyclus- ja Litorina-vaiheiden hienorakeiset sedimentit. Maaperän ylimmät kerrokset ovat liejuisia savia ja silttejä sekä liejuja. (Ojala ym. 2007)

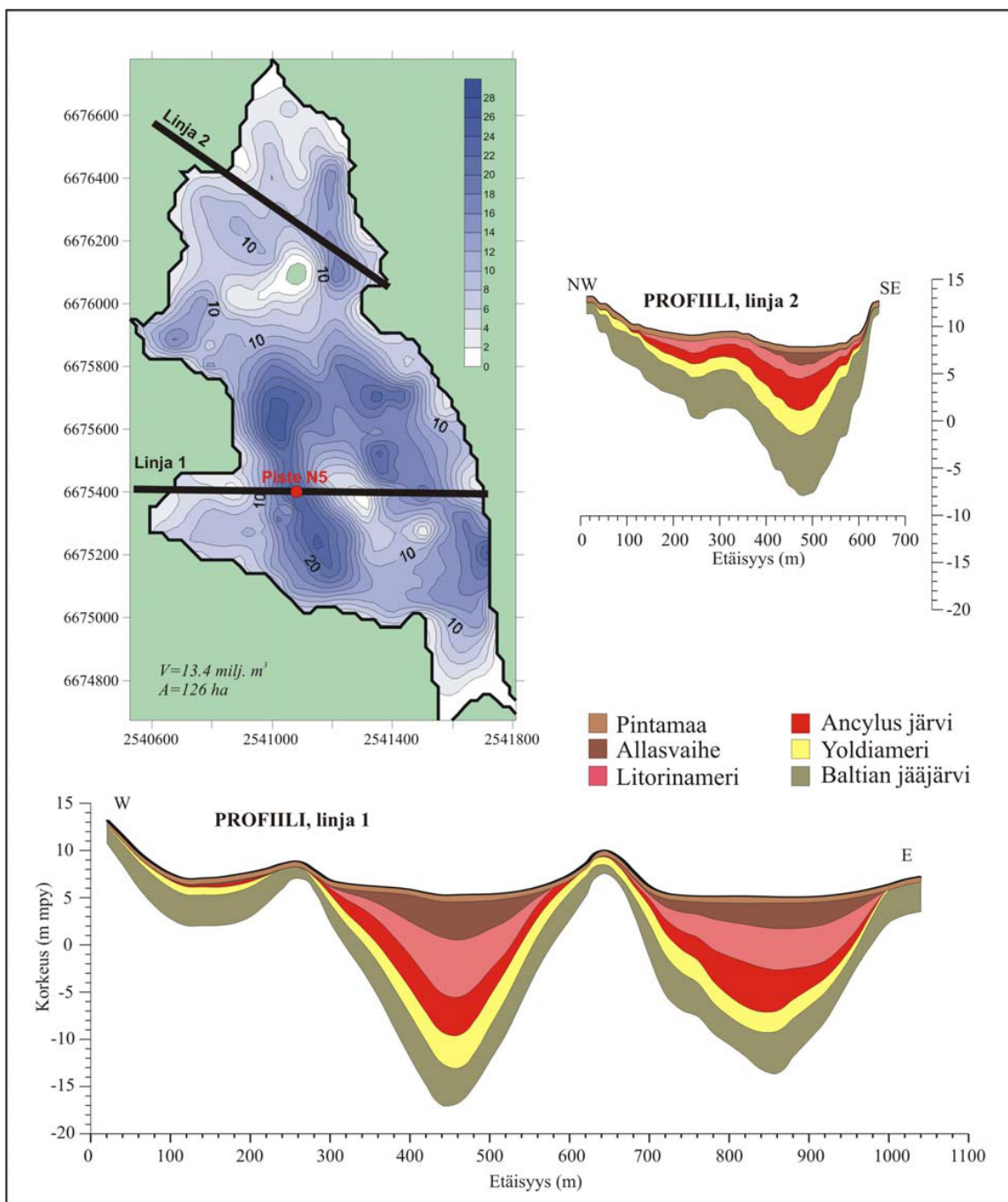
Hienosedimenttien paksuus on keskimäärin 10,6 m. Paksuimmillaan hienosedimentit ovat alueen eteläosissa, jonka kallioperän painanteissa hienosedimenttien paksuus on jopa yli 25 m. Lähes koko alueella pohjavedenpinnan painetaso on lähellä maanpintaa ja alimmilla alueilla jopa sen yläpuolella. Pinnan tasoltaan alemmissa osissa ei käytännössä tavata kuivakuorta. Hiekkakerroksessa on korkea vedenpaine. (Ojala ym. 2007)

Suurpellon alue oli mannerjään sulamisen jälkeen ensin Baltian Jääjärven alla (13 000–11 600 vuotta sitten), sitten osana Yoldiamerta (noin 11 600 – 10 700 vs), Ancyclusjärveä (10 700 – 9000 vs) ja Litorinamerta. Suurpellon alue kuroutui itsenäiseksi altaaksi noin 2 000 vuotta sitten. Eri vaiheiden aikana muodostuneiden hienosedimenttikerrosten paksuudet on esitetty kuvassa 2. Kuvassa 3 on esitetty hienosedimenttikerrosten kokonaispaksuus. (Ojala ym. 2007)

Todennäköisesti Suurpellon alueella vallitsi Litorinameren aikoihin rauhalliset ja stabiilit kerrostumisolosuhteet, ehkä jopa tuhansien vuosien ajan. Suurpeltoa ympäröivät kalliit suojasivat aluetta tuulilta ja voimakkailta aalloilta lahtivaiheessa. (Ojala ym. 2007)



Kuva 2. Muinaisen Itämeren eri vaiheiden aikana kerrostuneiden sedimenttiyksiköiden paksuudet ja jakaantuminen Suurpellon alueella. (Ojala ym. 2007)



Kuva 3. Hienoainessedimenttikerrosten kokonaispaksuus Suurpellon alueella. Kuvaan on myös piirretty leikkausprofiilit karttaan merkityiltä linjoilta, joista näkyy geologisten sedimenttiyksiköiden paksuusvaihtelu ja sijainti maanpintaan nähden. (Ojala ym. 2007)

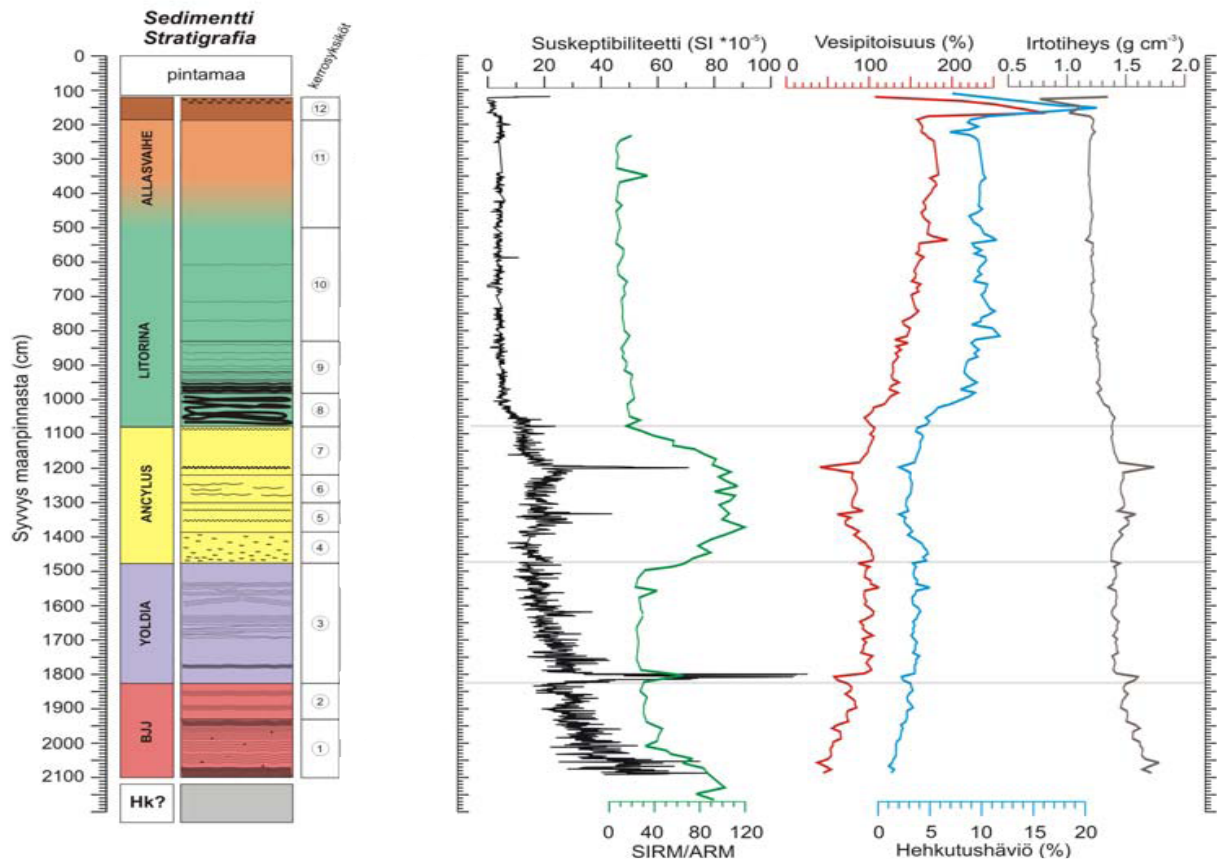
4.1.2 Geologinen kehityshistoria

Pehmeät maakerrokset pisteessä N5 jaettiin sedimentologisten tutkimusten perusteella 12 kerrosyksikköön, jotka on esitetty kuvassa 4. Baltian jääjärveen kerrostuneet kerralliset savet (kerrosyksiköt 1 ja 2) sisältävät runsaasti hiekasta ja siltistä koostuvia 1-3 cm paksuja horisontaalisia välikerroksia. Yoldia-vaiheen saville tyypillisesti kerrosyksikön 3 savipitoisuus on Suurpellon alueen suurin, jopa 80%. (Ojala ym. 2007)

Ancylus-järvivaiheen kerrosyksiköt 4-7 koostuvat paikoin sulfidirakeisesta savesta. Kerrosyksikössä 4 on jopa 4 cm halkaisijaltaan olevia sulfidirakeita. Kerrosyksiköiden 7 ja 8 välillä tapahtuu merkittävin muutos sedimenttistratigrafiassa, kun sedimentin koostumus muuttuu sulfidin mustaksi värjäämäksi saveksi. Siitä ylöspäin mentäessä sulfidin määrä vähenee ja orgaanisen aineksen määrä kasvaa. (Ojala ym. 2007)

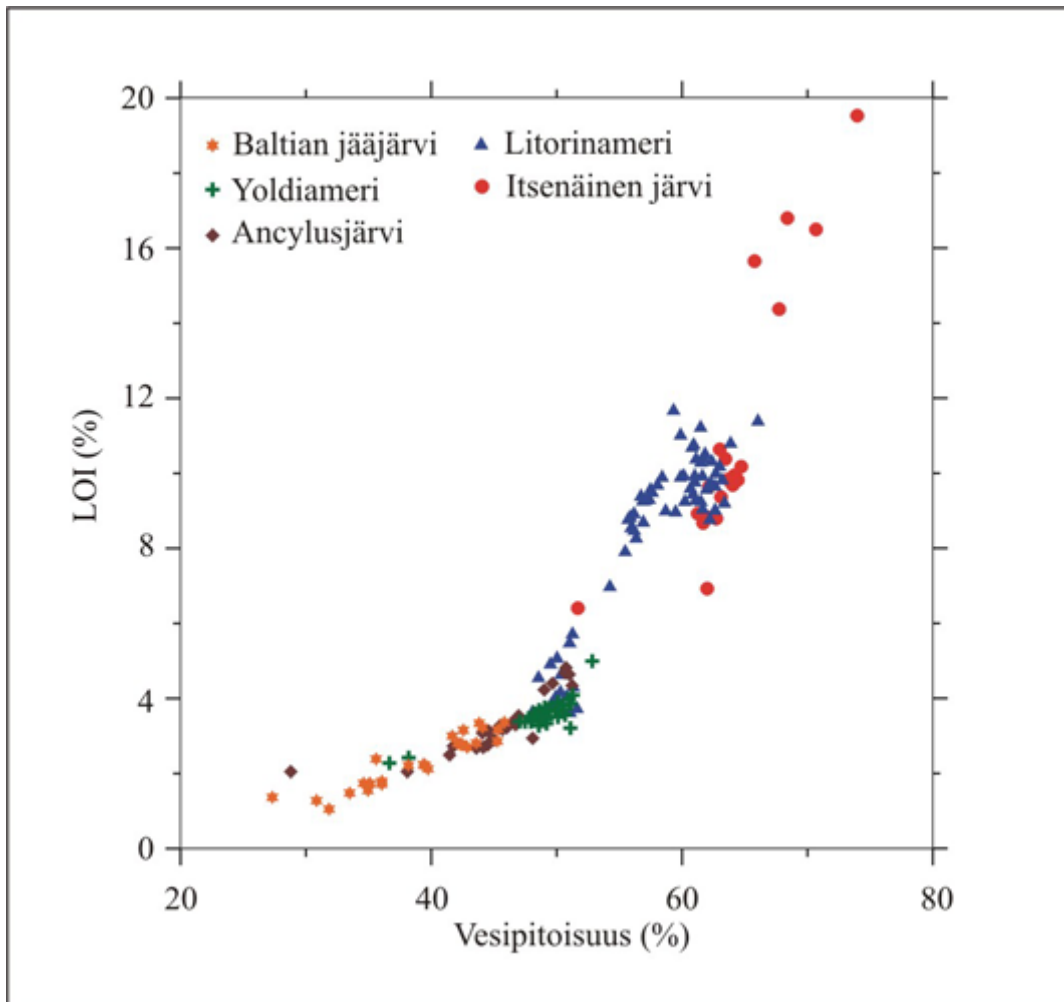
Magneettinen susceptibiliteetti ilmaisee aineksen kykyä magnetoitua. Sedimenttisarjoista määritettiin muitakin mineraalimagneettisia parametreja kuten ARM (anhysteric remanent magnetization), SIRM (saturation isothermal remanent magnetization), sekä S-parametri ($IRM_{-100mT}/IRM_{+1000mT}$). Parametrit kertovat magneettisen aineksen laadun, raekoon ja konsentraation muutoksista. Niiden avulla voidaan päätellä mm. minkälaisissa kerrostumisoloissa ja prosesseissa sedimentit ovat muodostuneet sekä mahdollisesti mistä kerrostuva aine on peräisin. (Ojala ym. 2007)

SUURPELTO N5



Kuva 4. Geologinen kehityshistoria, ennen muuta muinaisen Itämeren eri vaiheet, kuvastuu Suurpellon näytepisteestä N5 tehdystä sedimenttistratigrafiasta. Joitakin sedimenttikerrosten fysikaalisia parametrejä on piirretty oheen. (Ojala ym. 2007)

Baltian jääjärven, Yoldiameren ja Ancylysjärven sedimenttikerrostumissa on havaittavissa erittäin vahvaa korrelaatiota vesipitoisuuden ja hehkutushäviön välillä (kuva 5).



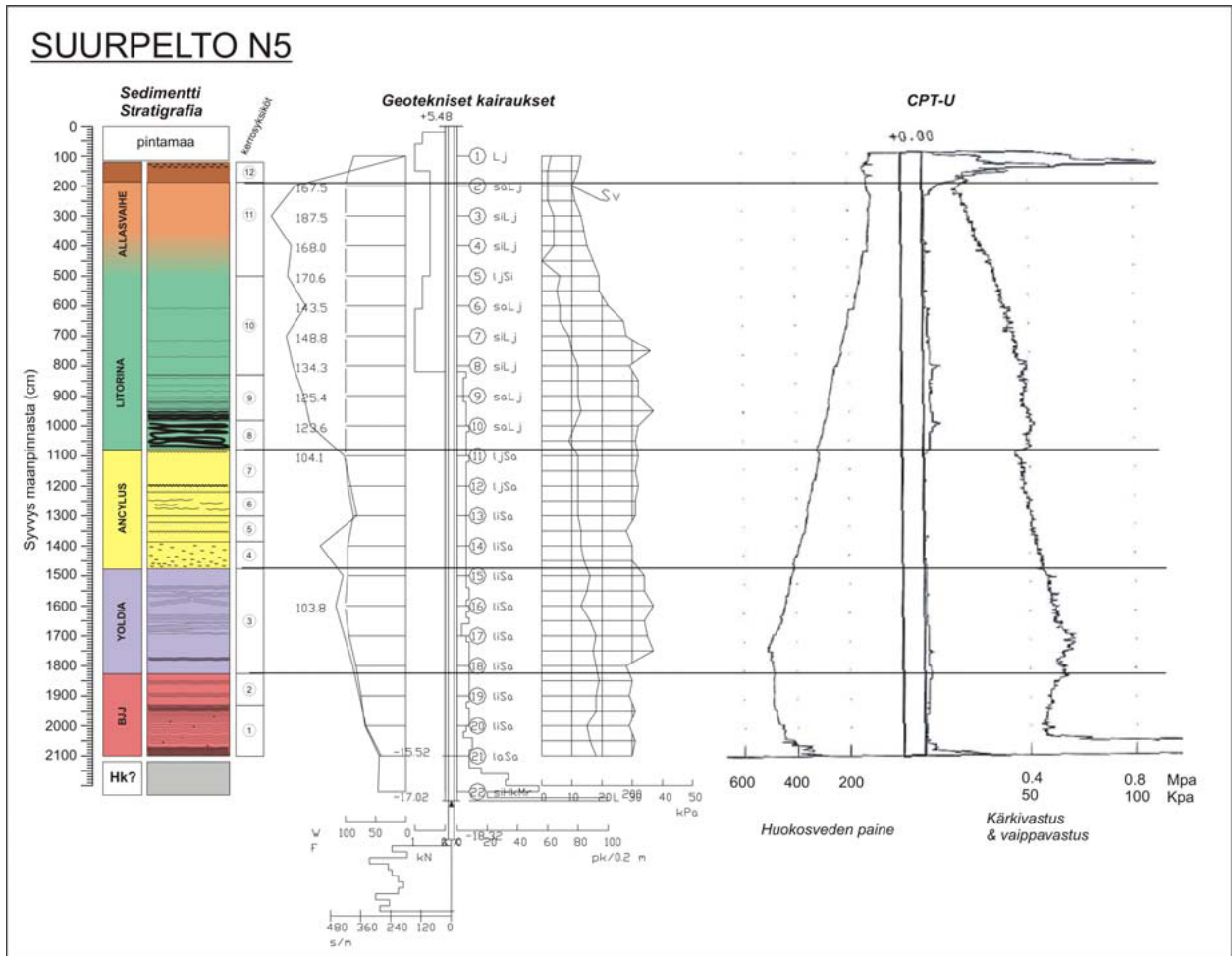
Kuva 5. Hehkutushäviön (LOI) ja vesipitoisuuden välillä vallitsee vahva korrelaatio Baltian jääjärven, Yoldiameren ja Ancyclusjärven sedimenttikerrostumissa Suurpellon sedimenttistratigrafiassa. Vesipitoisuus ilmoitettu tilavuusosuutena. (Ojala ym. 2007)

4.1.3 Kairaukset

Suurpellon alueella on vuosikymmenten ajan tehty yhteensä yli 3000 kairautta, joista noin 80% on painokairauksia. Suurin osa kairauksista keskittyy Kehä II -tien linjaukselle, mutta myös pehmeikön keskiosa sisältää satojen kairauspisteiden hajaverkon. (Ojala ym. 2007)

Kuvassa 6 on esitetty kairauspisteen N5 sedimenttistratigrafia ja vesipitoisuus sekä paino-, siipi- ja CPT-U –kairauksen tulokset. Painokairausdiagrammista nähdään, että kaira uppoaa painoilla n. 8 m syvyyteen, jonka jälkeen tarvitaan kiertämistä n. 10 puolikierrös-

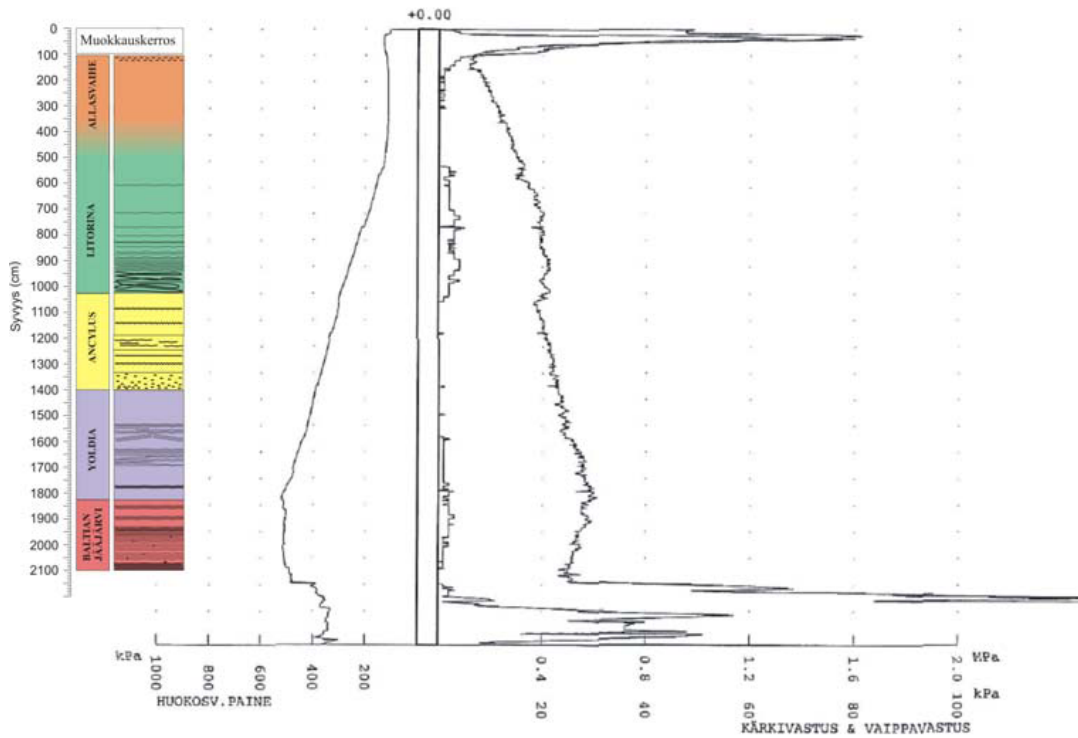
ta 0,2 m matkalla. Tämä voi johtua saven muuttumisesta sitkeämmäksi syvemmällä tai tankokitkasta. Siipikairalla määritetty leikkauslujuus pysyy suurin piirtein samana n. 7 m syvyydestä alaspäin (redusoimaton leikkauslujuus n. 30 kPa).



Kuva 6. Sedimenttistratigrafia sekä kairauksen tuloksia pisteessä N5. (Ojala ym. 2007)

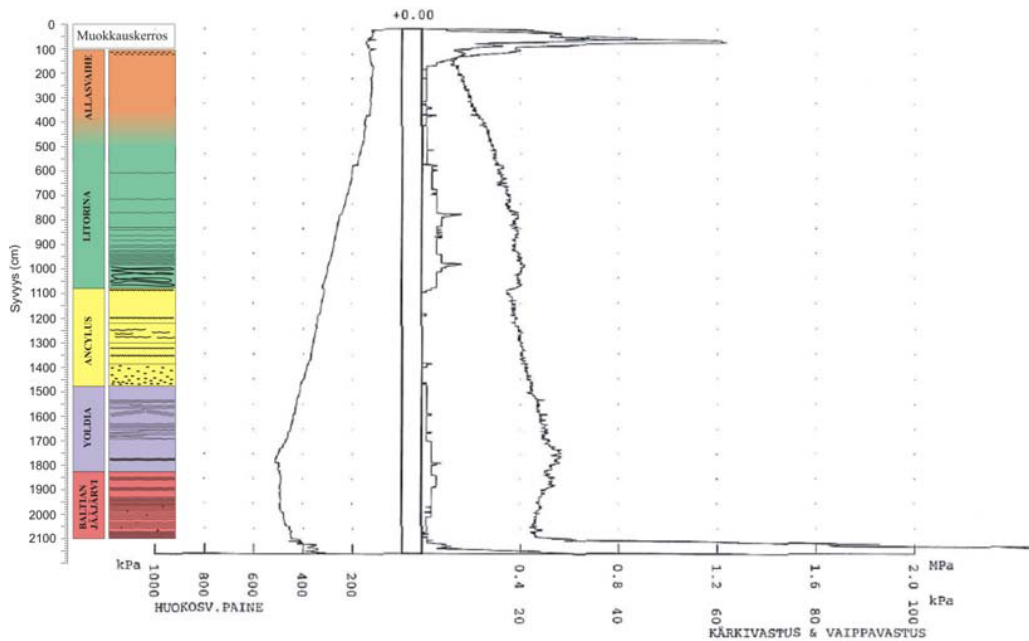
Kuvissa 7-10 on esitetty sedimenttistratigrafia sekä CPT-U –kairauksen tulokset pisteissä N3, N4, N5 ja N6. Kärki- ja vaippavastus on selvästi suurempi pintakerroksessa. Saville tyypillisesti kärki- ja vaippavastus kasvaa tasaisesti syvyyden mukana. Kärki- ja vaippavastusarvoissa tapahtuu selvä notkahdus Litorinameri- ja Ancylusjärvi-vaiheiden kerrostumien rajalla. Yoldiameri-vaiheen kerrostumien alaosassa saavutetaan kärkivastuksen ja huokosvedenpaineen maksimi-arvot. Kärkivastus pienenee alaspäin mentäessä Baltian jäärven kerrostumassa. (Ojala ym. 2007)

N3



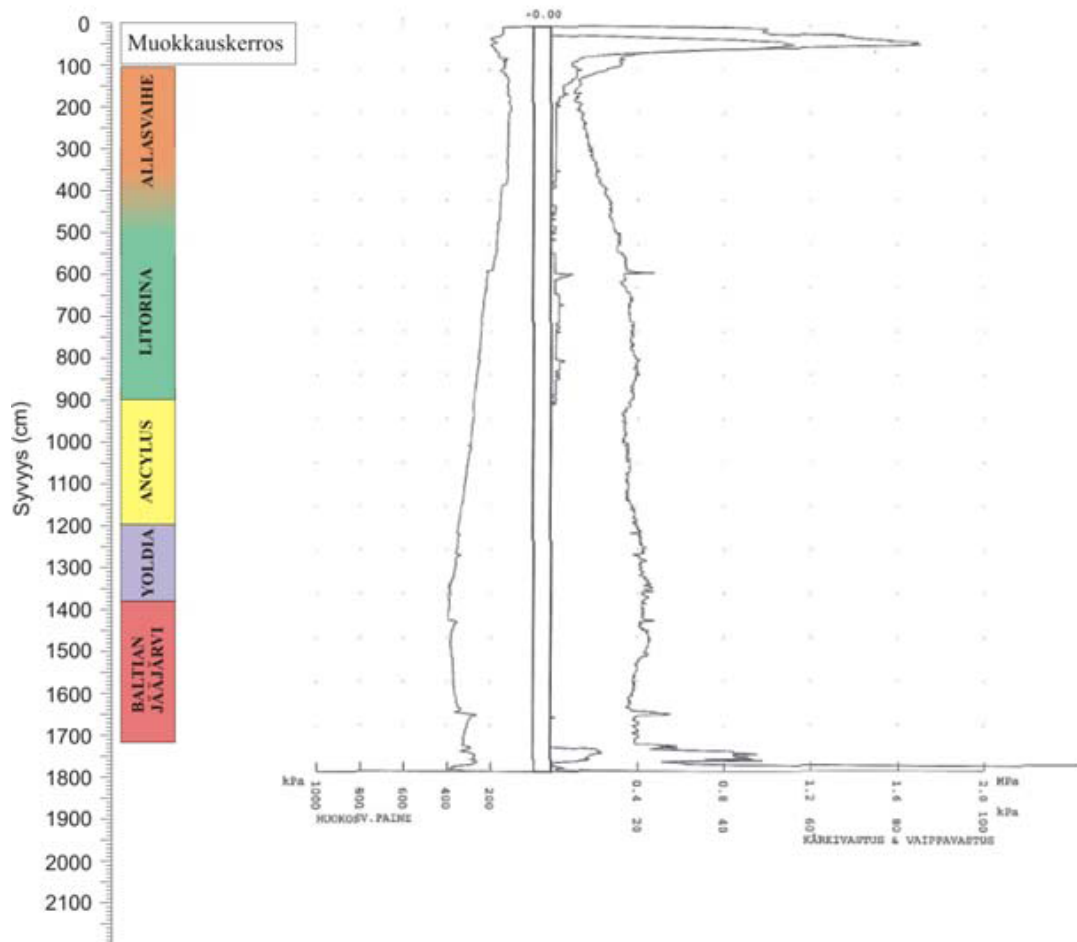
Kuva 7. Suurpelto. Näytepisteen N3 sedimenttistratigrafia ja CPT-U kairauksen tulokset. (Ojala ym. 2007)

N5



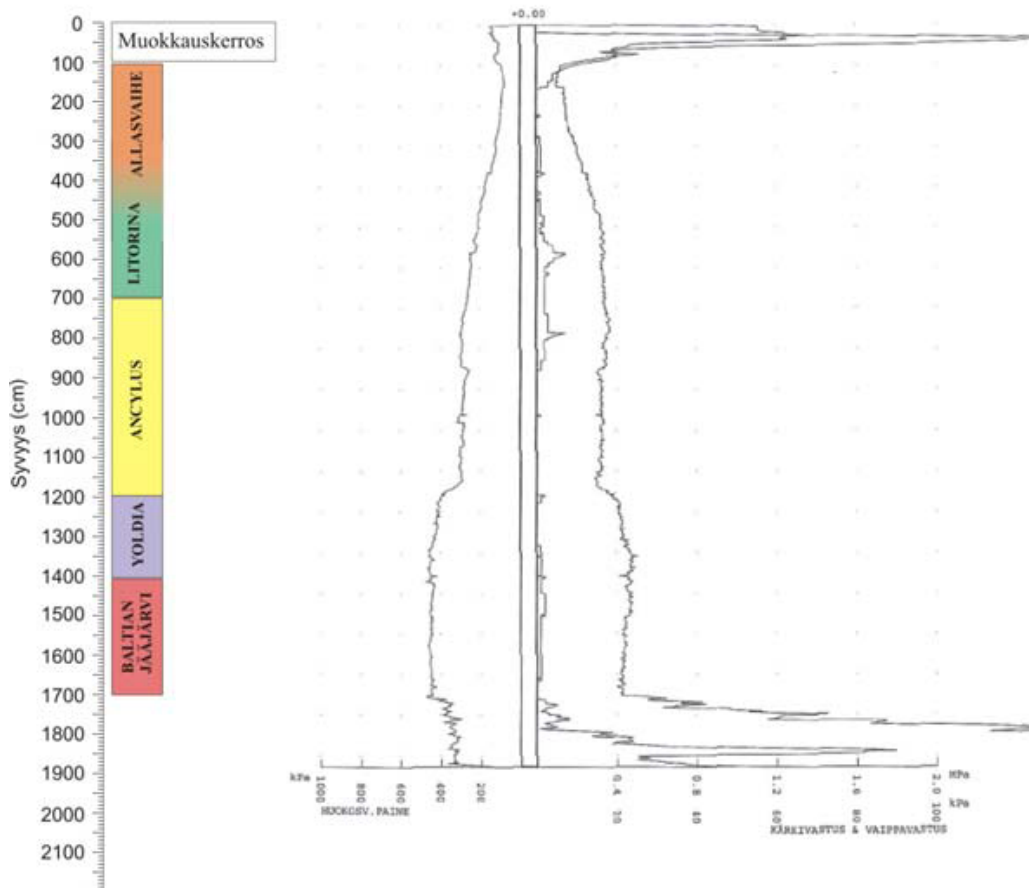
Kuva 8. Suurpelto. Näytepisteen N5 sedimenttistratigrafia ja CPT-U kairauksen tulokset. (Ojala ym. 2007)

N4



Kuva 9. Suurpelto. Näytepisteen N4 sedimenttistratigrafia ja CPT-U kairauksen tulokset. (Ojala ym. 2007)

N6



Kuva 10. Suurpelto. Näytepisteen N6 sedimenttistratigrafia ja CPT-U kairauksen tulokset. (Ojala ym. 2007)

4.1.4 Geofysikaaliset mittaukset

Geofysikaalisten mittausten tavoitteena oli mm. toimia geologisen ja geoteknisen tutkimuksen tukena pehmeikön ja maapeitteen paksuusmäärityksissä, määrittäessä maalajien kerrosrakennetta ja jatkuvuuksia kairauspisteiden välillä sekä määrittäessä kalliopinnan topografiaa ja kallioruhjeiden laatua ja sijainti. Lisäksi tavoitteena oli muodostaa kohteesta geofysikaalinen 3D-malli ja tutkia onko sähkönjohtavuudella ja geologisilla ja/tai geoteknisillä parametreilla merkittävää relaatiota. (Ojala ym. 2007)

Painovoimamittausten avulla voidaan määrittää maapeitteen paksuus maapeitteen ja kallioperän tiheyseroa hyödyntäen. Menetelmässä painovoimaa mitataan gravimetrillä, joka on erittäin tarkka vaaka. Paksuus on hyvä selvittää joissakin pisteissä myös muilla menetelmillä. (Ojala ym. 2007)

Vastusluotausmittauksessa maankamaran sähkönjohtavuusvaihteluiden perusteella pyritään määrittämään mm. maalajityypit, pohjaveden pinnan taso, saven tai pehmeikön paksuus sekä kalliopinnan topografia. Vastusluotausmittauksen ja painovoimamittauksen tulokset yhdistämällä saadaan myös saven alaiset lajittuneet ja moreenikerrostumat rajattua. Suurpellon alueella tehtiin geofysikaalisia lentomittauksia sekä vastusluotauksia linjamittauksina. (Ojala ym. 2007)

Vastusluotausmittaukset kuvaavat Suurpellon alueella erittäin hyvin savia. Savien paksuuden ja hyvän sähkönjohtavuuden vuoksi kallioperän ja sedimenttikerrosten rajapintaa ei aina erota selvästi tuloksista. Sähkönjohtavuus on korkeinta Litorina-vaiheen kerroksissa johtuen kerroksen sisältämistä sulfaateista ja klorideista. (Ojala ym. 2007)

Maaperän in-situ – ominaisvastusta ja lämpötilaa 5-10 metrin syvyyteen saakka voidaan mitata Geologian tutkimuskeskuksen kehittämällä ominaisvastus-lämpötilaluotaimella. Ominaisvastus-lämpötilaluotaimella saadut tulokset vastasivat Suurpellon alueella hyvin linjamittausten tuloksia. (Ojala ym. 2007)

4.1.5 Maaperän geokemialliset ominaisuudet

Maaperän geokemialliset ominaisuudet määritettiin kairauspisteestä N4. Kerrokset 8-11 (Litorina-vaihe ja allasvaihe) ovat tyypillisiä sulfidisavia, jotka sisältävät rikkiä 1-2 %. Osa rikistä on sulfideina, osa sitoutuneena orgaaniseen ainekseen. Pohjanvahvistus- ja kaivutöiden seurauksena on todennäköistä, että pohjaveden pinta laskee. Tästä seuraa sulfidien hapettumista, jonka tuloksena syntyy rikkihappoa. Rikkihappo laskee sedimenttien ja huokosveden pH-arvon 3-4:n vaiheille, eli erittäin happamaksi. Happamoituminen aiheuttaa mm. alumiinin ja raskasmetallien liukenemista, joka puolestaan voi aiheuttaa vau-

rioita alueen läpi kulkevien uomien eliöille, kuten kaloille. Hapan ympäristö voi aiheuttaa vaurioita myös perustusrakenteille, kuten teräsbetonipaaluille ja erityisesti teräspaaluille (Törnqvist & Laaksonen 2008). Hapan ympäristö voi olla myös riski syvästabiloiduille pilareille. Pohjaveden pinnan tasoa on seurattu, eikä ainakaan toistaiseksi ole havaittu laskua (Anttila 2008). (Ojala ym. 2007)

Suolaisimpien vaiheiden sedimenteissä kloridipitoisuus on kymmenkertainen, luokkaa 0,2 %, verrattuna Baltian jääjärvivaiheen sedimenttiin. Suolapitoisuus on ollut korkeimmillaan Litorina-vaiheen aikana. (Ojala ym. 2007)

4.2. Luokitusominaisuudet

Luokitusominaisuuksista on Teknillisen korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa määritetty pisteistä N5, N6 ja 2008-1 otettujen näytteiden vesipitoisuus, hehikutushäviö, humuspitoisuus, kiintotiheys, tilavuuspaino, rakeisuus, juoksuraja, kieritysraja, huokosluku, kyllästysaste, häiriintymisherkkyys sekä suljettu leikkauslujuus. Luokitusominaisuudet määritettiin Suomen Geoteknillisen yhdistyksen Geoteknisten laboratorio-ohjeiden (1985) mukaan. Vesipitoisuus mitattiin kuivaamalla punnittua näytettä uunissa 105 °C lämpötilassa yön yli ja punnitsemalla näytteet sitten uudelleen. Hehikutushäviö määritettiin polttamalla kuivattuja näytteitä vähintään tunnin ajan 800 °C lämpötilassa. Humuspitoisuus saatiin vähentämällä hehikutushäviöstä haihtuneen kideveden osuus. Kiintotiheys määritettiin pyknometri-menetelmällä. Juoksuraja määritettiin kartiokokeella. Kieritysraja määritettiin kierityskokeella. Rakeisuus määritettiin areometri-menetelmällä. Suljettu leikkauslujuus määritettiin kartiokokeella. Luokitusominaisuuksia on esitetty kuvissa 11 ja 12.

Kartiokokeilla määritetty suljettu leikkauslujuus vaihtelee välillä 7,3-41 kPa, ja se on Geoteknisen maaluokituksen (Korhonen ym. 1974) mukaan pääosin pehmeää ($c_u = 10...25$) ja muutamien havaintojen mukaan sitkeää ($c_u = 25...50$ kPa). Standardin SFS-EN ISO 14688-2 (2005) mukaan suljettu leikkauslujuus on hyvin pieni ($c_u = 10...20$ kPa) tai pieni ($c_u = 20...40$).

Häiriintymisherkkyys vaihtelee välillä 4,6-18,3, joten Suurpellon savi voidaan luokitella Geoteknisen maaluokituksen (Korhonen ym. 1974) mukaan vähän sensitiiviseksi ($S_t \leq 10$) tai kohtalaisesti sensitiiviseksi ($S_t = >10..30$). Standardin SFS-EN ISO 14688-2 mukaan sensitiivisyys on pieni ($S_t < 8$) tai keskimääräinen ($S_t = 8...30$).

Plastisuusluku vaihtelee välillä 45..154, joten Geoteknisen maaluokituksen (Korhonen ym. 1974) mukaan Suurpellon hienosedimentit ovat erittäin plastisia ($I_p > 25$).

Konsistenssiluku I_C on pisteessä N6 $< 0,25$, joten savi on standardin SFS-EN ISO 14688-2 mukaan hyvin pehmeätä. Pisteessä N5 on määritetty konsistenssiluku vain yhdellä syvyydellä (13,28 m), josta on saatu arvoksi 1,17, jolloin savi määritellään standardin SFS-EN ISO 14688-2 mukaan hyvin jäykäksi. Konsistenssiluku määritellään kaavan 1 mukaisesti.

$$I_C = (w_L - w) / I_p \quad (1)$$

missä

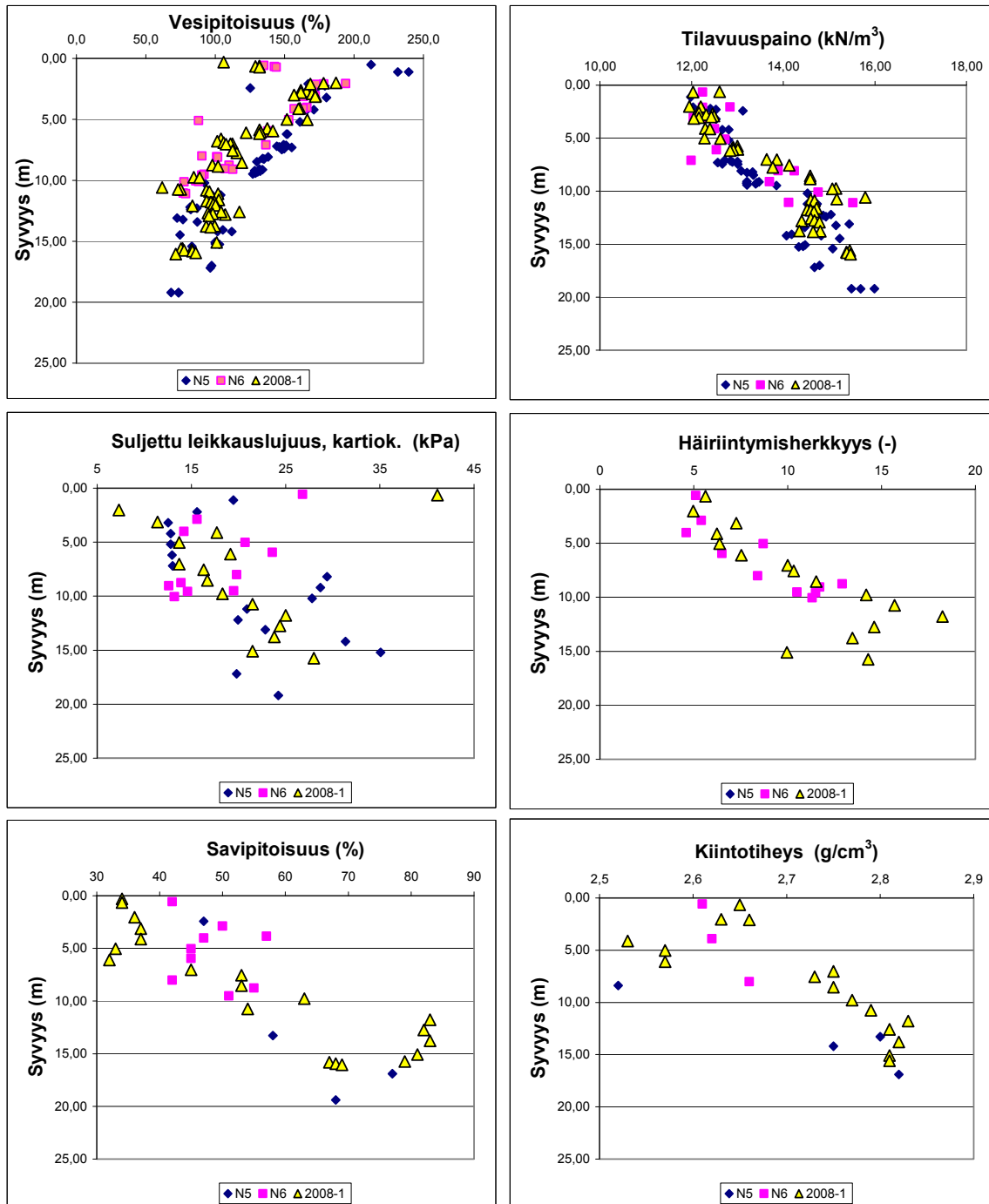
w_L on juoksuraja

w vesipitoisuus

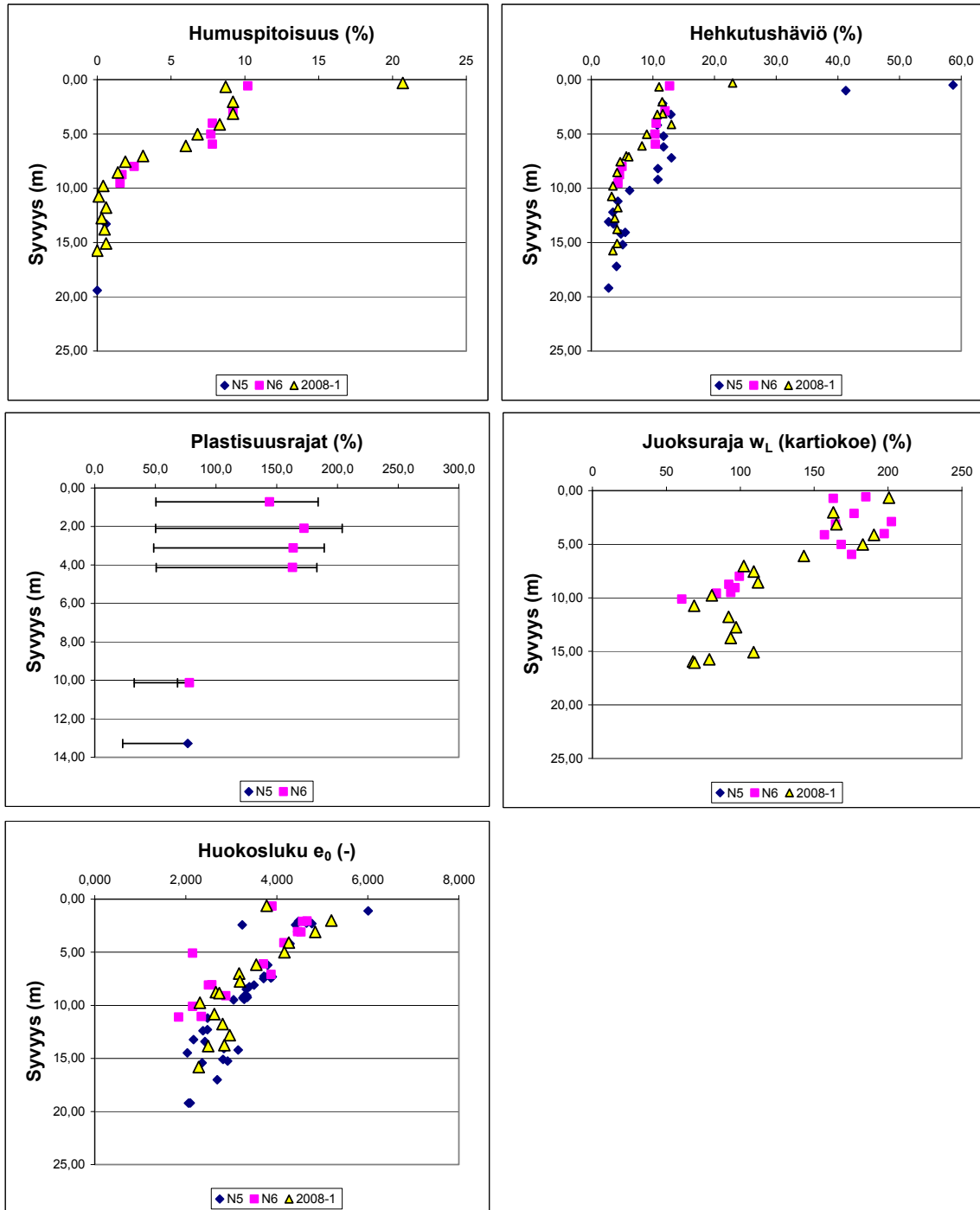
I_p plastisuusluku

Rakeisuuskäyriä pisteestä 2008-1 on esitetty kuvassa 13. Rakeisuudeltaan kaikki näytteet ovat lievästi routivia. Geoteknisen maaluokituksen mukaan pisteissä 2008-1 ja N6 maalaji on savista liejua noin kuuden metrin syvyyteen, ja lihavaa savea kuuden metrin alapuolella. SFS-EN ISO 14688-2 –standardissa on esitetty pelkästään rakeisuuteen perustuva määritelmä. Sen mukaisesti määritettynä pisteissä 2008-1 ja N6 maalaji on silttistä savea (siCl) noin kuuden metrin syvyyteen, jonka alla on savea (Cl). Saman standardin mukaan maa-aines saa kyseisissä pisteissä lisämääritelmän humuspitoinen syvyydellä 0,5 m – 6 m ja lisämääritelmän erittäin humuspitoinen syvyydellä 0-0,5 m.

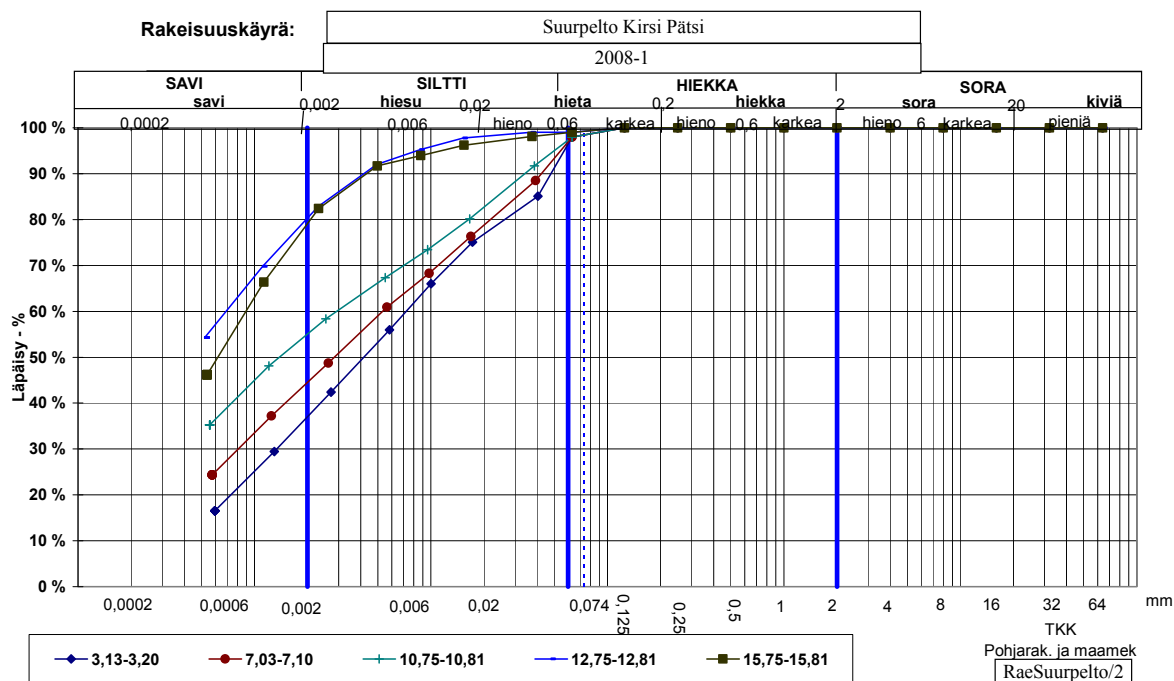
Sulfidi näkyy maanäytteissä mustana värinä. Mustia pilkkuja ja laikkuja näkyi pisteestä 2008-1 otetuissa näytteissä 6 – 11 metrin syvyydellä.



Kuva 11. Suurpellon maaperän luokitusominaisuuksia.



Kuva 12. Suurpellon maaperän luokitusominaisuuksia.



Kuva 13. Rakeisuuskäyriä pisteestä 2008-1.

4.3 Painuma- ja vedenläpäisevyysominaisuudet

Painuma- ja vedenläpäisevyysominaisuuksia määritettiin portaittaisella ödometrikokeella. Ödometrikokeet tehtiin teknisen spesifikaation CEN ISO/TS 17892-5:fi (2004) mukaan. Kokeissa käytettiin kolmea eri rengaskokoa: 15,9 cm², 18,1 cm² ja 20 cm². Rengas estää vaakasuuntaisen muodonmuutoksen näytteessä. Huokoskivet näytteiden molemmissa päissä päästävät näytteestä poistuvan veden virtaamaan lävitseen, ja suotomatka on puolet näytteen korkeudesta. Näyte kuormitetaan kaksinkertaistuvien portain. Näytteen koonpuristumista seurataan mittakellolla harvanevin aikavälein.

Taulukossa 1 on esitetty pisteestä 2008-1 otetuille näytteille tehtyjen ödometrikokeiden tuloksia. Moduuliluku m ja jännitysekspONENTTI β ovat tangenttimoduulimenetelmän parametrejä. Pre-overburden pressure POP on konsolidaatiojännityksen σ'_p sekä vallitsevan pystysuoran jännityksen σ'_{v0} erotus. Parametrit λ sekä κ on määritetty yhtälöiden 2a ja 2b mukaan (Laaksonen & Lojander 1990):

$$\Delta v = \lambda (\ln \sigma'_{12} - \ln \sigma'_{11}) \quad (2a)$$

$$\Delta v = \kappa (\ln \sigma'_{12} - \ln \sigma'_{11}) \quad (2b)$$

- v ominaistilavuus ($v=e+1$)
 e huokosluku
 σ'_{11} tehokas pystysuora jännitys
 λ normaalisti konsolidoituneen maan tilavuudenmuutosparametri;
kokonaistilavuudenmuutoksen parametri
 κ ylikonsolidoituneen maan tilavuudenmuutosparametri; elastisen
tilavuudenmuutoksen parametri

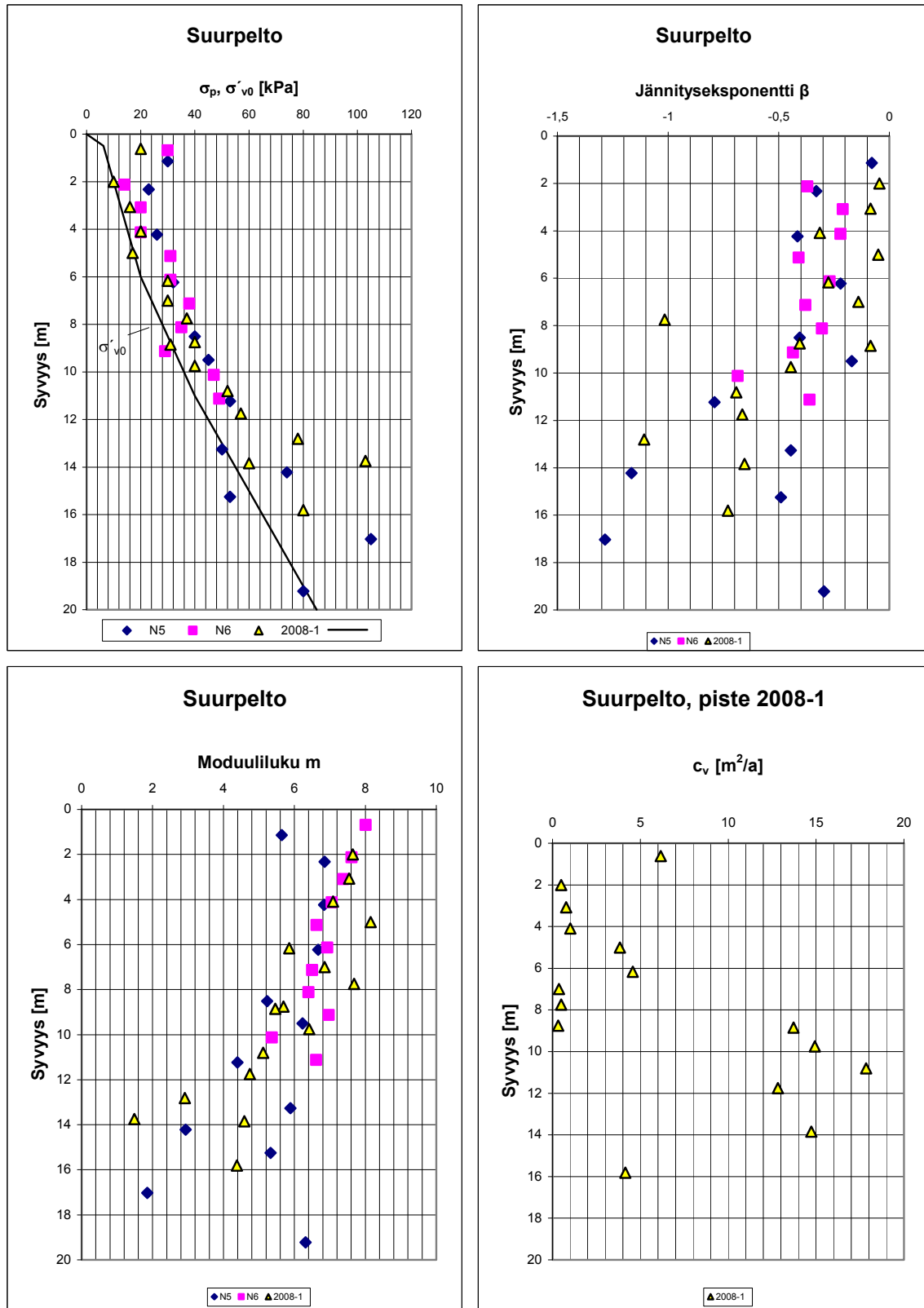
Taulukko 1 Painumaominaisuuksia pisteessä 2008-1.

Syvyys	m	β	POP (kPa)	λ	κ
0-6 m	7,6	-0,2	3	0,8	0,07
6-11 m	6,4	-0,3	7	0,68	0,044
11-18 m	4,5	-0,7	12	0,8	0,04

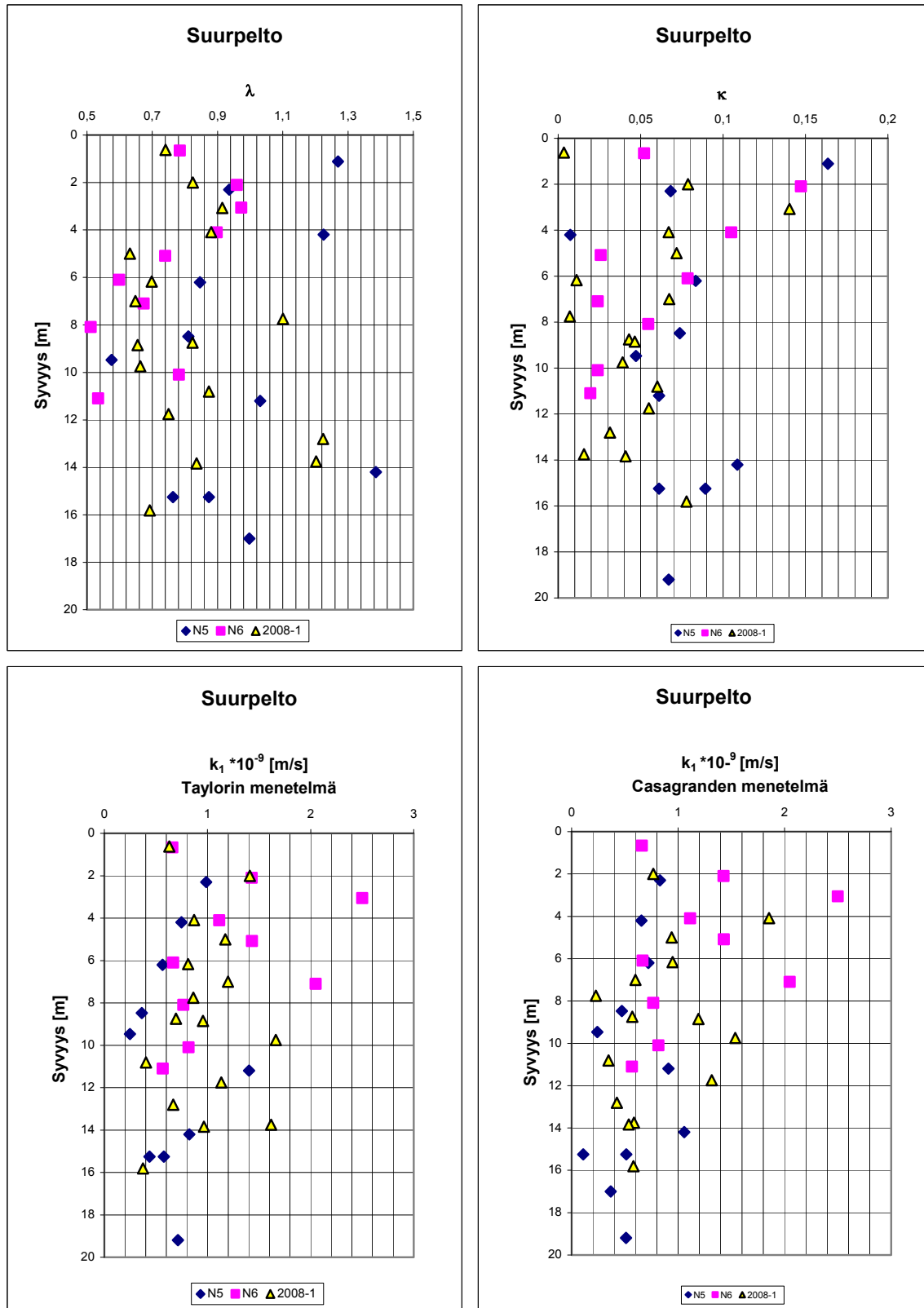
Kuvassa 14 on esitetty konsolidaatiojännitys σ'_p , vallitseva pystysuora jännitys σ'_{v0} , moduuliluku m sekä jännityseksponentti β eri syvyyksillä pisteissä 2008-1, N5 ja N6. Lisäksi kuvassa 14 on esitetty konsolidaatiokerroin c_v pisteessä 2008-1 jännitystasolla, joka vastaa suurin piirtein yläpuolella olevasta maasta sekä 1,8 m penkereestä maalle aiheutuvaa jännitystä kullakin syvyydellä käytettäessä kovaan pohjaan asti ulottuvia pilareita KPO-ohjelmalla tehtyjen laskelmien mukaan. Näillä jännityksillä c_v on luokkaa $0,5 \text{ m}^2/\text{a}$ maanpinnasta 9 m syvyyteen ja luokkaa $15 \text{ m}^2/\text{a}$ 9-14 m syvyydellä. Luettavuuden parantamiseksi kuvasta 14 on jätetty pois merkittävästi poikkeavat arvot. Pois jätetyt jännityseksponentin arvot ovat $\beta = 1,385$ syvyydellä 0,62 m sekä $\beta = -1,99$ syvyydellä 13,75 pisteessä 2008-1 sekä arvo $\beta = 0,34$ syvyydellä 0,66 m pisteessä N6. Syvyydeltä 0,62 pisteessä 2008-1 on jätetty pois moduuliluku $m = 7,61$. Konsolidaatiokertoimista on jätetty pois arvot $c_v = 71,96 \text{ m}^2/\text{a}$ syvyydeltä 12,81 m sekä $c_v = 41,98$ syvyydeltä 13,75.

Kuvassa 15 on esitetty parametrit λ ja κ sekä Taylorin ja Casagranden menetelmillä määritetyt vedenläpäisevyydet. Vedenläpäisevyydet ovat luokkaa 10^{-9} m/s . Vedenlä-

päisevyyksistä on jätetty pois tulokset syvyydeltä 1,11 m pisteessä N5 ($k_1 = 11,6 \cdot 10^{-9}$ m/s, Taylorin menetelmä, ja $k_1 = 9,5 \cdot 10^{-9}$ m/s, Casagranden menetelmä) sekä syvyydeltä 3,07 m pisteessä 2008-1 ($k_1 = 4,9 \cdot 10^{-9}$ m/s, Taylorin menetelmä, ja $k_1 = 5,0 \cdot 10^{-9}$ m/s, Casagranden menetelmä).



Kuva 14. Suurpellon maaperän painumaominaisuuksia.



Kuva 15. Parametrit λ ja κ sekä vedenläpäisevyydet Suurpellossa.

4.4 Kolmiakσιαalikokeet

Kolmiakσιαalikokeet tehtiin teknisen spesifikaation CEN ISO/TS 17892-9:fi (2004) mukaisesti. Suurin osa Suurpellon savelle tehdyistä kolmiakσιαalikokeista on anisotrooppisesti konsolidoituja suljettuja kolmiakσιαalikokeita (lyhenne CAUC), yhteensä 17 kpl, sekä yksi isotrooppisesti konsolidoitu suljettu kolmiakσιαalikoe (lyhenne CIUC). Suurpellon savelle tehtiin 2 avointa kolmiakσιαalikoe (lyhenne CIDC ja CADC). Kolmiakσιαalikokeita tehtiin syvyyksillä 2-4 m, 7,5-9,5 m sekä 12-15,5 m. Kuvissa 16-23 on esitetty yhdistetyt kuvaajat eri syvyyksiltä. Kuvissa esiintyvät deviatorinen jännitys q sekä tehokas hydrostaattinen jännitys p' on määritelty seuraavasti (kaavat 3 ja 4)

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3)$$

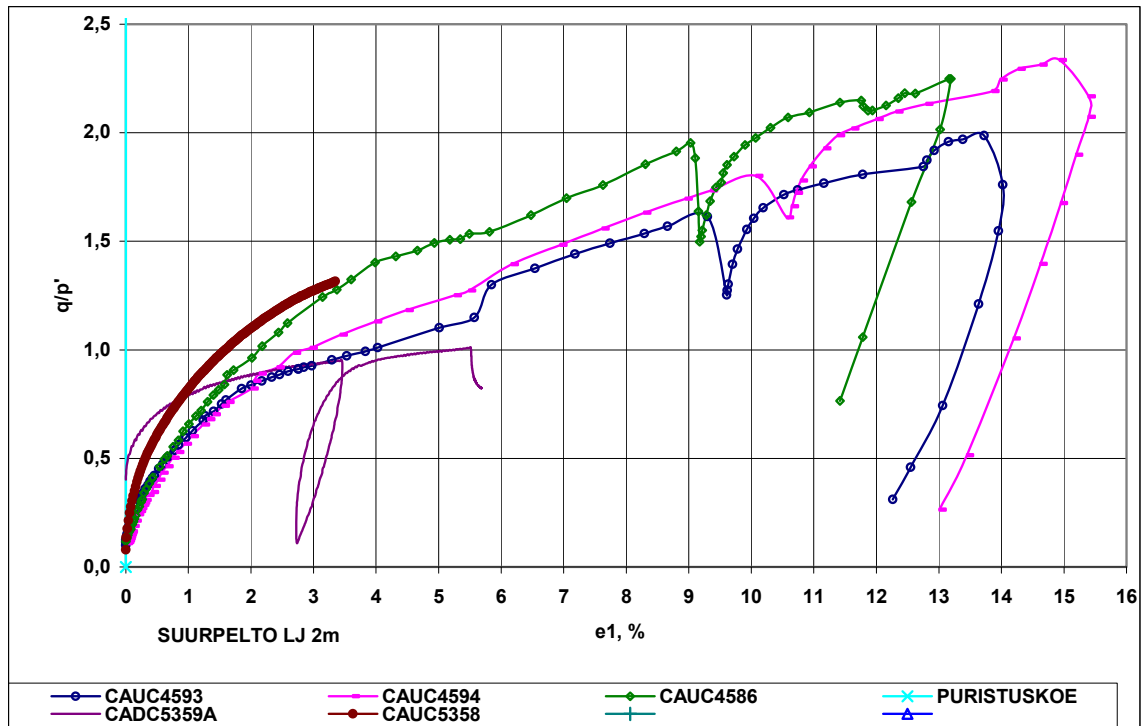
$$p' = 1/3(\sigma'_1 + 2 \sigma'_3) \quad (4)$$

Kultakin eri syvyydeltä määritetyt parametrit tehokas koheesio c' , tehokas kitkakulma φ' , kriittisen tilan jännityssuhde M , kriittisen tilan kitkakulma φ_c sekä lepopaine kerroin K_0 on esitetty taulukossa 2.

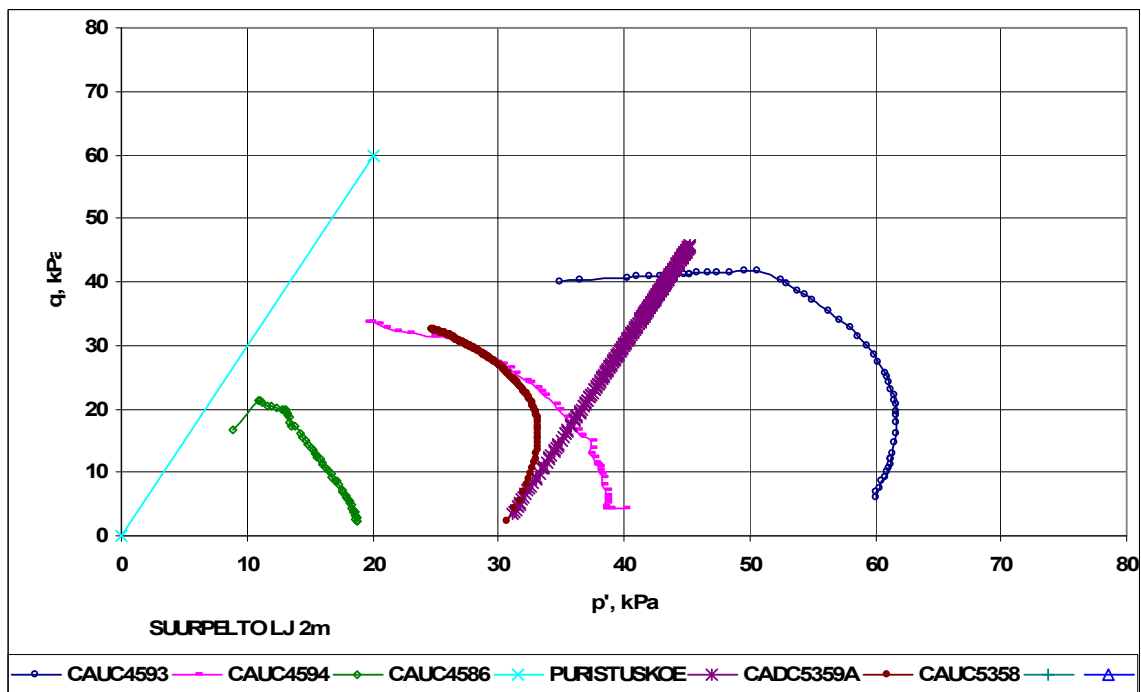
Taulukko 2. Kolmiakσιαalikokeista määritettyjä parametrejä.

Syvyys	φ'	c'	M	φ_c	K_0
2-4 m	15	7	0,88	22	0,74
7,5-9,5 m	18	13	1,03	26	0,70
12-15,5 m	20	6	1,00	25	0,65

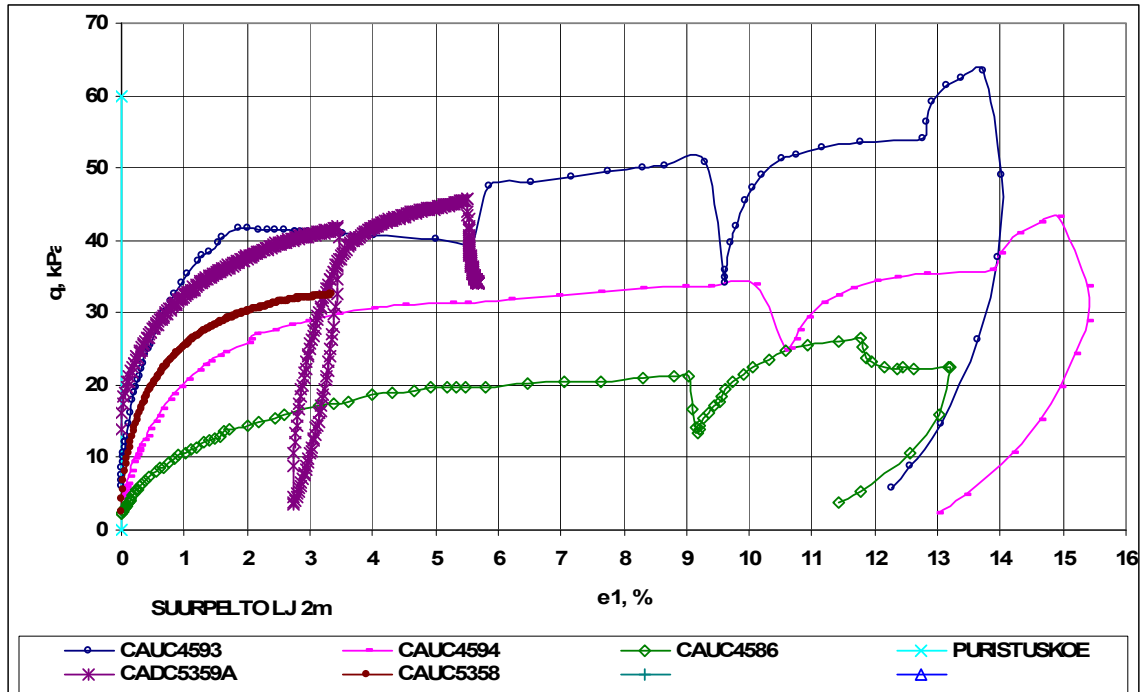
Kolmiakσιαalikokeet, syvyys 2-4 m, lieju



Kuva 16. Suurpelto, piste N6 (kokeet CADC5359A ja CAUC5358) ja piste N5 (muut kokeet.) Kolmiakσιαalikokeet syvyydellä 2-4 m.

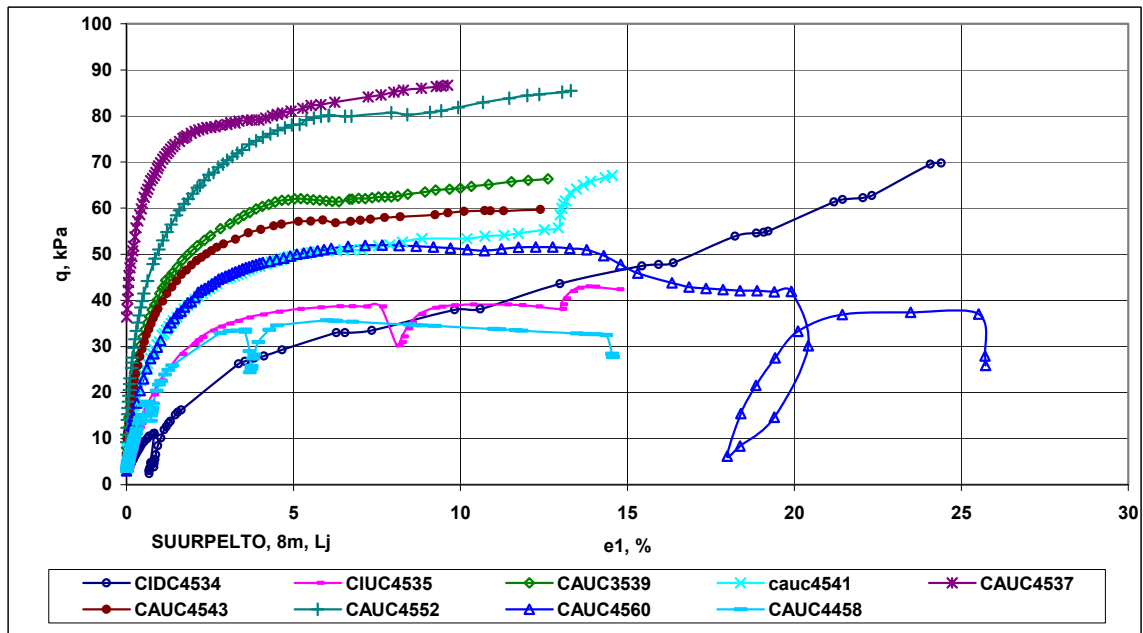


Kuva 17. Suurpelto, piste N6 (kokeet CADC5359A ja CAUC5358) ja piste N5 (muut kokeet.) Syvyys 2-4 m. Kuvasta määritetyt parametrit ovat $\varphi' = 15^\circ$, $c' = 7 \text{ kPa}$, $M = 0,88$.

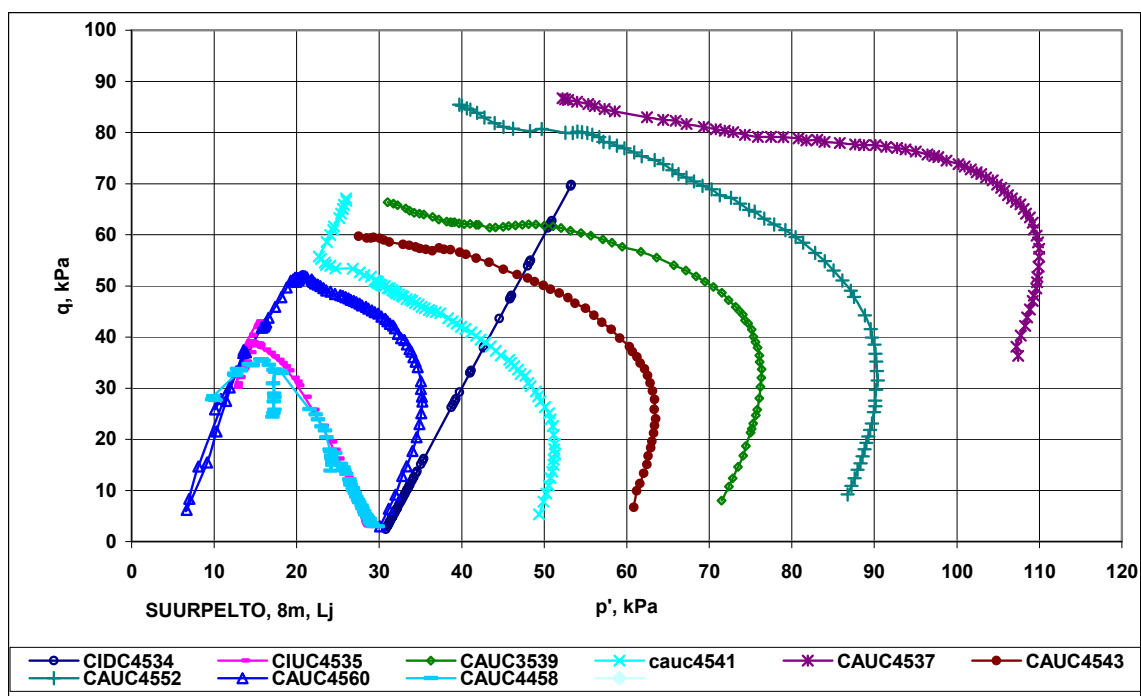


Kuva 18. Suurpelto, piste N6 (kokeet CADC5359A ja CAUC5358) ja piste N5 (muut kokeet). Kolmiakσιαalikokeet syvyydellä 2-4 m.

Kolmiakσιαalikokeet, syvyys 7,5-9 m, sulfidipitoinen kerros

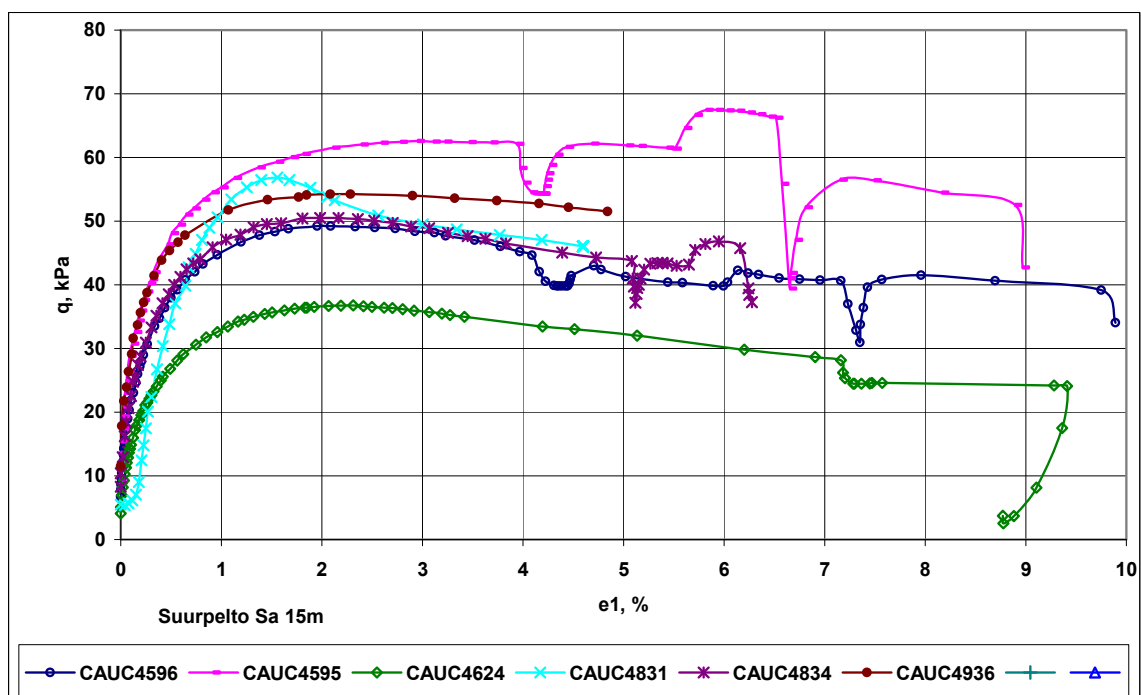


Kuva 19. Suurpelto, piste N5. Kolmiakσιαalikokeet syvyydellä 7,5-9 m.

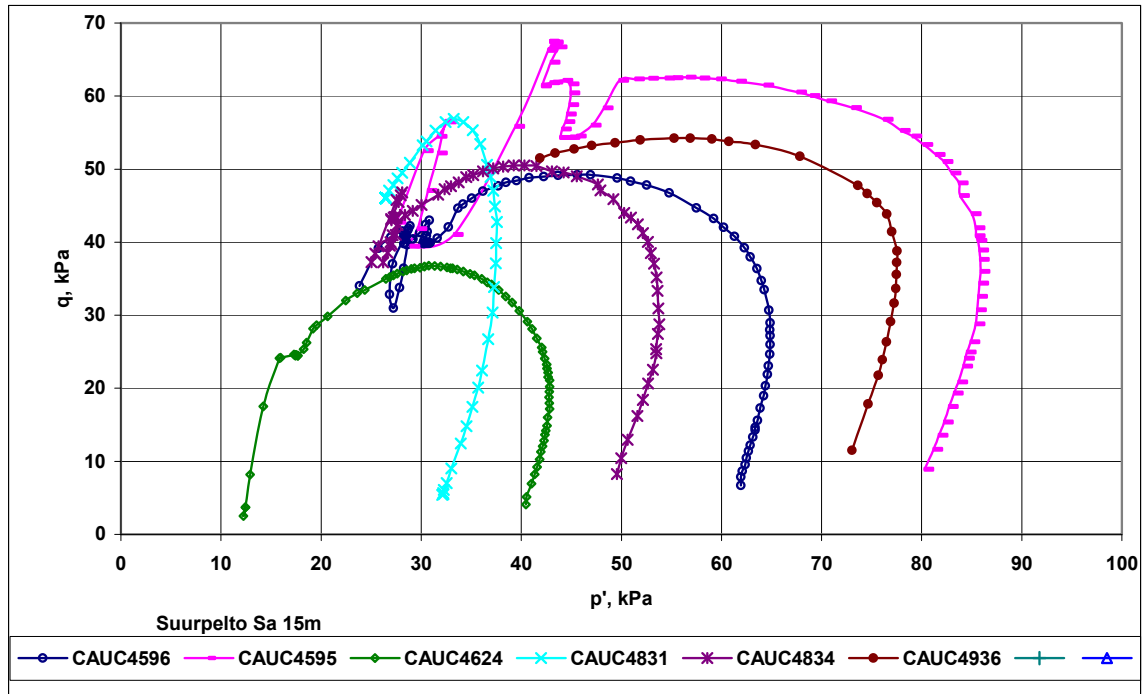


Kuva 20. Suurpelto, piste N5. Kolmiaksaalikokeet syvyydellä 7,5-9 m.

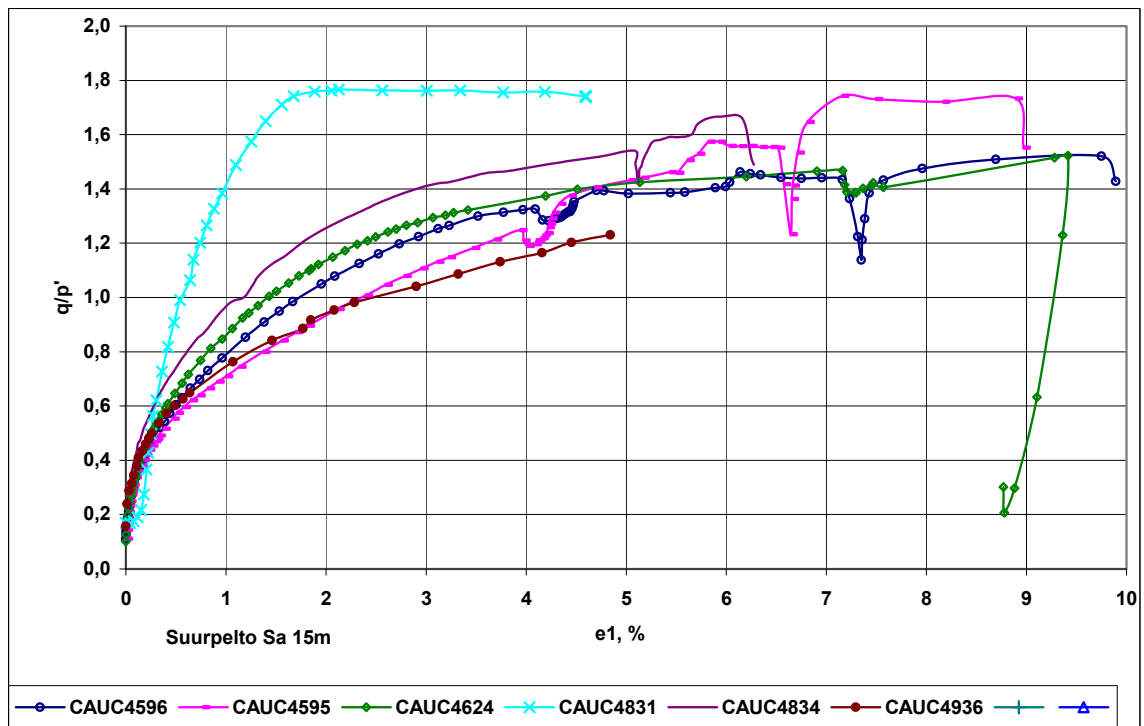
Kolmiaksaalikokeet, syvyys 12-15,5 m



Kuva 21. Suurpelto, piste N5. Kolmiaksaalikokeet syvyydellä 12-15,5 m.



Kuva 22. Suurpelto, piste N5. Kolmiaksaalikokeet syvyydellä 12-15,5 m. Kuvasta määritetyt parametrit ovat $\phi' = 20^\circ$, $c' = 6$ kPa ja $M = 1,00$.



Kuva 23. Suurpelto, piste N5. Kolmiaksaalikokeet syvyydellä 12-15,5 m

4.5 Yhteenveto Suurpellon maaperän ominaisuuksista

Kairauspisteessä 2008-1 maaperä voidaan jakaa kolmeen kerrokseen: liejukerrokseen maanpinnasta 6 metrin syvyyteen, 6-11 m syvyydellä olevaan sulfidipitoiseen kerrokseen, ja 11-18 m väliseen savikerrokseen. Kerroksien ominaisuuksia on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Suurpellon maaperän ominaisuuksia pisteessä 2008-1

Syvyys	γ kN/m ³	ϕ'	c' kPa	M	ϕ_c	K_0	m	β	POP kPa	λ	κ
0-6 m	12,5	15	7	0,88	22	0,74	7,6	-0,2	3	0,80	0,070
6-11 m	14	18	13	1,03	26	0,70	6,4	-0,3	7	0,68	0,044
11-18 m	15	20	6	1,00	25	0,65	4,5	-0,7	12	0,80	0,040

5. SUURPELLON STABILOIDUN MAAN OMINAISUUKSIA

5.1. Koekappaleiden valmistus ja säilytys

Stabiloitavuuskokeita tehtiin viideltä syvyydeltä (2,5 - 3,0 m, 6,4 - 7,0 m, 10,5 - 11,17 m, 12,5 - 13,17 m sekä 15,5 - 16,17 m) pisteestä 2008-1 otetuille näytteille. Kultakin syvyydeltä tehtiin avoin ja suljettu kolmiaksiaaliko, ödometrikoe, 3 kpl yksiaksiaalista puristuskoeita pienille näytteille ($d=20$ mm, $h = 40$ mm) sekä näytteen riittäessä yksiaksiaalinen puristuskoe standardikokoiselle näytteelle ($d = 50$ mm, $h = 100$ mm). Lisäksi kahdelta syvyydeltä (5,63-6,1 m ja 11,5-12,17 m) tehtiin kolme avointa kolmiaksiaalikoetta erisellipaineilla lujuusparametrien määrittystä varten sekä ödometrikokeet.

Sideaineena käytettiin kalkki-sementtiä (50:50) 120 kg/m^3 . Käytetty sementti oli Yleis-sementtiä. Stabiloitava maa-aines homogenisoitiin ensin puristelemalla sitä muovipussissa. Homogenisoidusta maa-aineksesta määritettiin vesipitoisuus. Tämän vesipitoisuuden ja kiintotiheyden perusteella määritettiin tarvittavat näytteen ja sideaineiden massat. Ensimmäisten koekappaleiden sideainemäärät määritettiin yhden, homogenisoimattoman näytteen vesipitoisuuden perusteella, jolloin todellinen sideainemäärä saattoi poiketa hieman suunnitellusta. Sideaineen sekoitus maa-ainekseen tehtiin puristelemalla maa-ainesta ja sideainetta muovipussissa 5 minuutin ajan.

Kuten POHVA I – projektissa kehitetyssä indeksikoemenetelmässä (Aalto 2006, Juvankoski ym. 2007), pienet näytteet tiivistettiin ja säilytettiin injektioruiskuissa. Näytteet muotoiltiin injektioruiskuun veitsellä. Näytteitä tiivistettiin yhden minuutin ajan 100 kPa paineen alla. Isot puristuslujuusnäytteet sekä kolmiaksiaalinäytteet tiivistettiin muoviputkeen lyömällä alapäästään suljettua putkea metallialustaa vasten. Ödometrinäytteet muotoiltiin veitsellä renkaaseen heti sideaineen sekoituksen jälkeen.

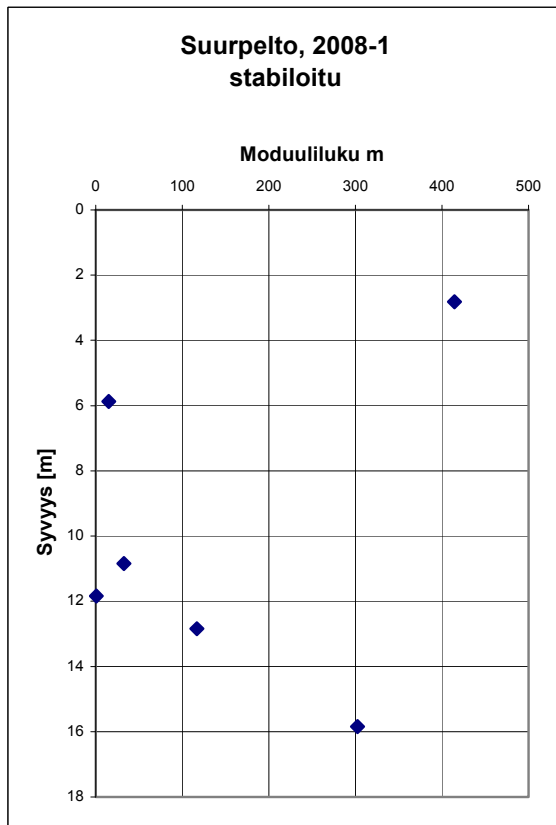
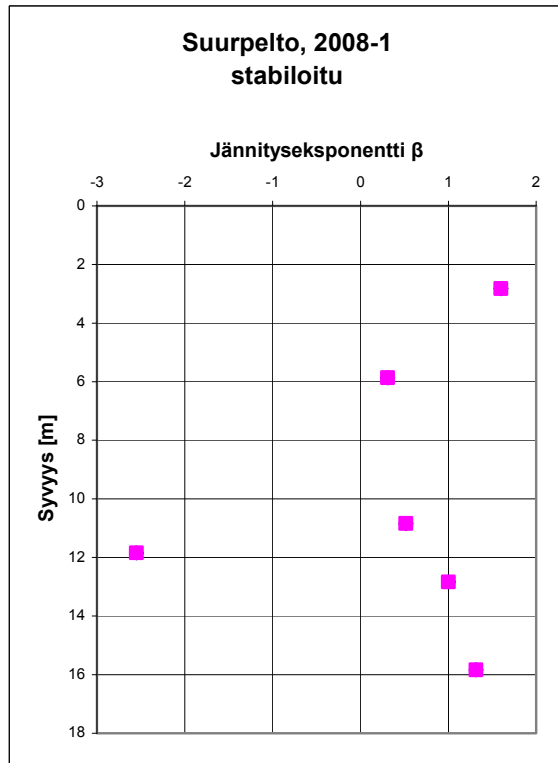
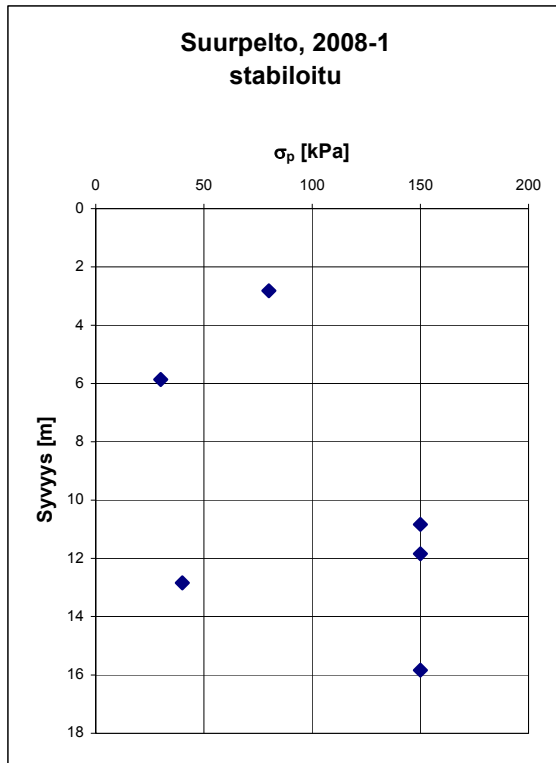
Puristuslujuuskoekappaleet ja ödometrinäytteet sekä kitkakulman ja koheesion määrittystä varten tehdyt kolmiaksiaalikoekappaleet säilytettiin veden alla huoneenlämmössä (21..23 °C) 14 vrk ajan ennen koestusta. Muut kolmiaksiaalikoekappaleet konsolidoitiin kahden

viikon ajan kolmiaksoalisellissa huoneenlämmössä. Ödometrinäytteiden päällä oli pleksilevy ja 500 g paino estämässä turpoamista.

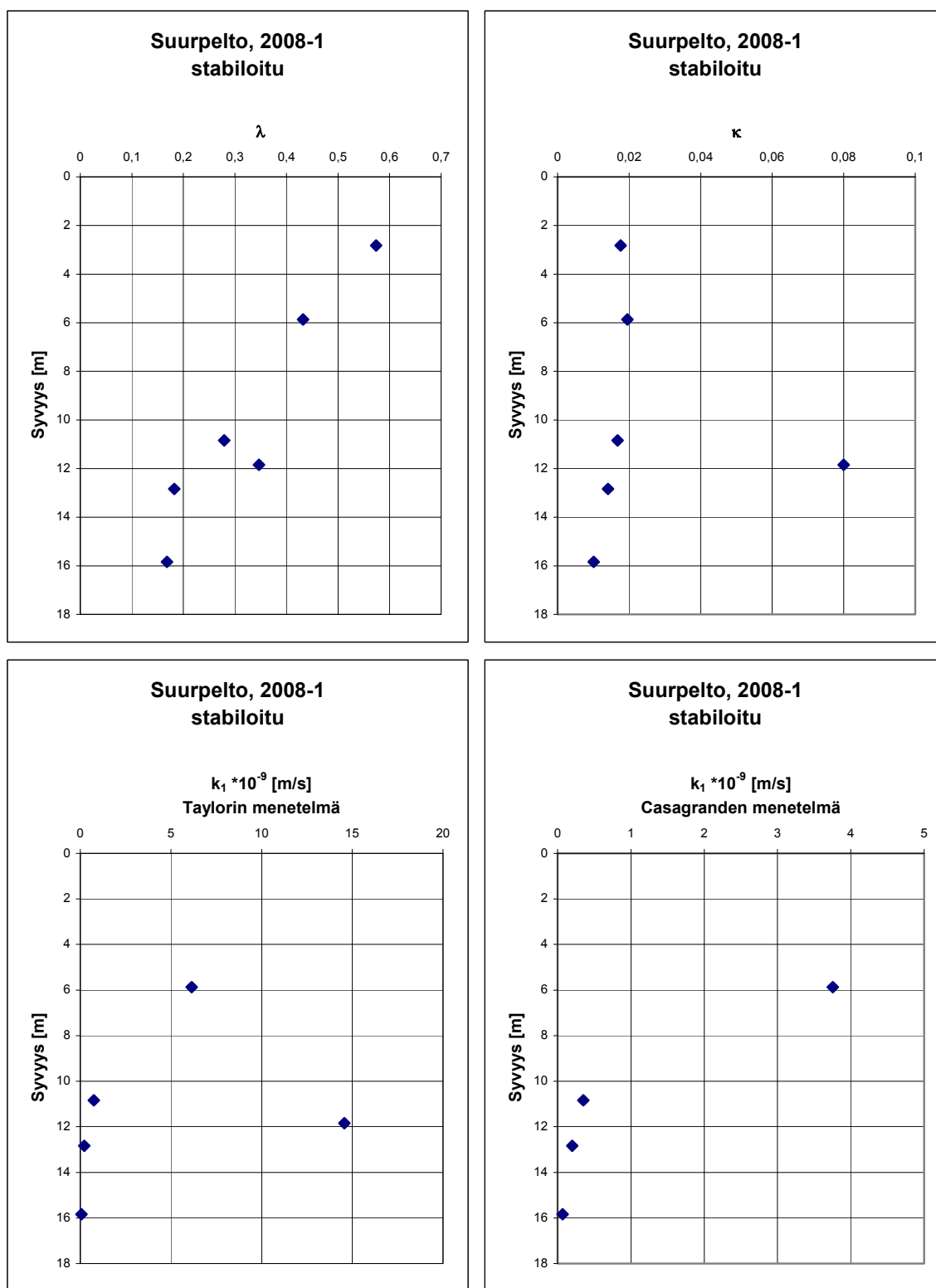
5.2 Ödometrikokeet

Kuvissa 24 ja 25 on esitetty stabiloiduille näytteille tehtyjen ödometrikokeiden tuloksia.

Stabiloitujen näytteiden vedenläpäisevyys on osassa näytteistä suurempi ja osassa näytteistä pienempi kuin luonnontilaisten näytteiden vedenläpäisevyys. Suurin vedenläpäisevyys stabiloiduilla näytteillä oli $14,6 \cdot 10^{-9}$ m/s (11,5-12,17 m syvyydellä) ja pienin $0,07 \cdot 10^{-9}$ m/s (15,5-16,17 m syvyydellä).



Kuva 24. Ödometrikokeiden tuloksia. Sideaine kalkki-sementti 50:50, 120 kg/m^3 . Näytteet säilytetty veden alla huoneenlämmössä renkaassa 2 viikkoa ennen koestusta.



Kuva 25. Ödometrikokeiden tuloksia. Sideaine kalkki-sementti 50:50, 120 kg/m³. Näytteet säilytetty veden alla huoneenlämmössä renkaassa 2 viikkoa ennen koestusta.

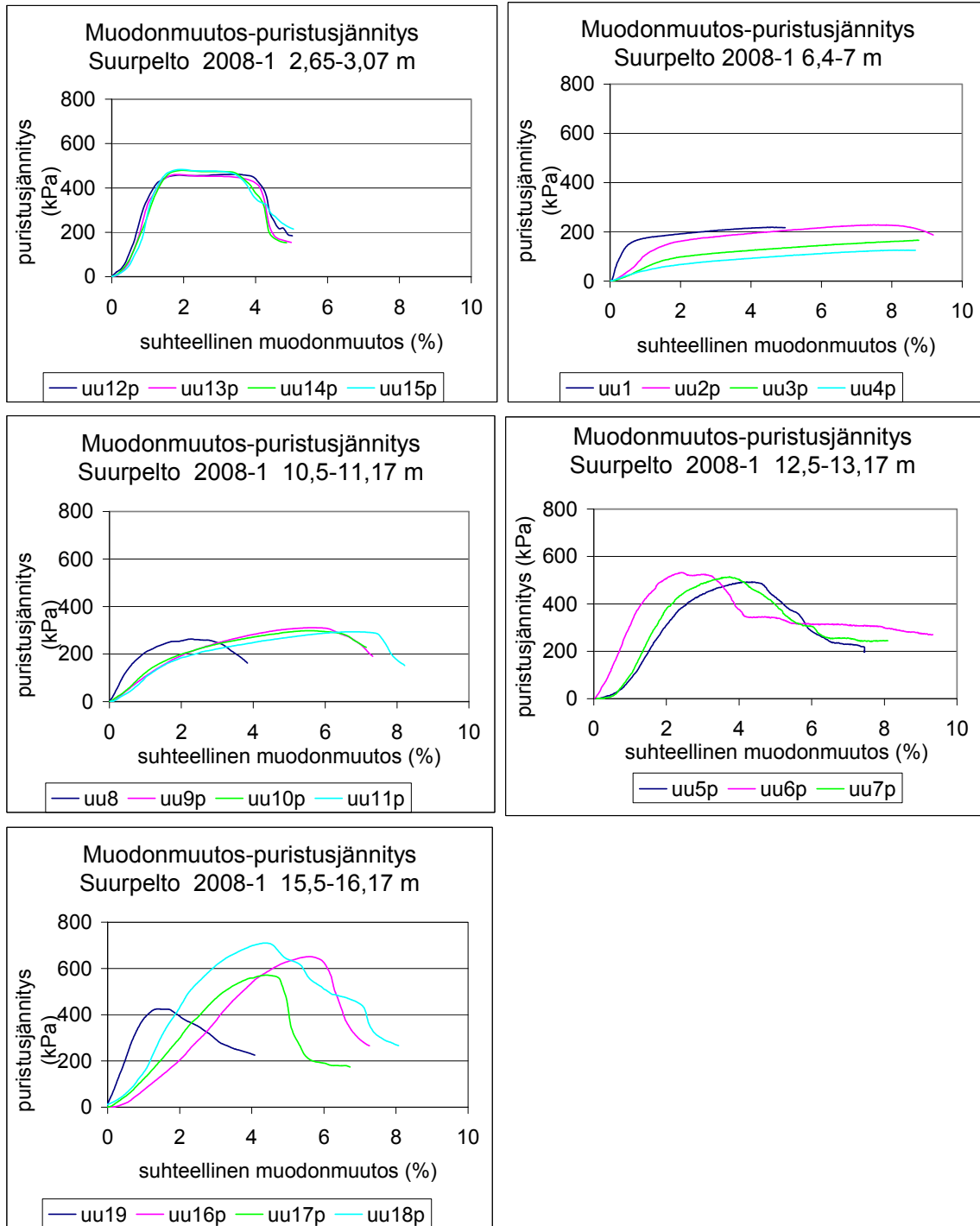
5.3 Yksiaksiaaliset puristuskokeet

Syvyydeltä 2,56-3,07 m otetuille stabiloiduille näytteille tehtiin puristuskokeet 13 vrk ikäisinä. Muut stabiloidut näytteet puristettiin 14 vrk ikäisinä. Muodonmuutos-puristusjännityskuvaajat on esitetty kuvassa 26.

Puristuskoe näytteitä tehtiin kahta kokoa, pieniä ($d = 20 \text{ mm}$, $h = 40 \text{ mm}$) ja standardikokoisia ($d = 50 \text{ mm}$, $h = 100 \text{ mm}$). Kuvissa koenumeron perässä oleva p merkitsee pientä näytettä. Syvyyksille 6,4-7 m, 10,5-11,17 m ja 15,5-16,17 m tehtiin yksiaksiaalinen puristuskoe myös standardikokoiselle näytteelle (uu1, uu8 ja uu19). Standardikokoisten näytteiden puristuslujuus oli pienempi kuin pienten näytteiden puristuslujuus lukuun ottamatta syvyydellä 6,4-7 m tehtyä koetta. Sen sijaan kimmomoduuli oli isoissa näytteissä suurempi kuin pienissä näytteissä.

Pienten rinnakkaisnäytteiden tulokset olivat melko samankaltaisia keskenään lukuun ottamatta sulfidikerrosta (6,4-7 m), jossa tulokset hajaantuivat. Tästä kerroksesta saatiin alhaisimmat puristuslujuudet ja moduulit.

Vaikka näytteet säilytettiin veden alla, kyllästysaste oli vain 91-97 % (taulukko 4). Näytteitä ei ole kyllästetty ennen puristuskokeita. Maa-aineksen alkuperäinen vesipitoisuus aleni huomattavasti, kun sideaine sekoitettiin maa-ainekseen. Etenkin syvyydellä 2,56-3,07 vesipitoisuuden muutos oli suuri (n. 40 prosenttiyksikköä). Isojen näytteiden vesipitoisuus oli suurin piirtein sama sideaineen sekoituksen jälkeen ja puristuksen jälkeen. Pienten näytteiden vesipitoisuus puristuksen jälkeen oli pienempi kuin sideaineen sekoituksen jälkeen. Osa maa-aineksen sisältämästä vedestä sitoutui reaktioissa sideaineen kanssa. Injektioruiskuissa olleet pienet näytteet eivät ehkä imeneet vettä yhtä paljon kuin molemmista päistään avoimissa putkissa olleet isot näytteet. Isojen näytteiden tiheydet olivat hieman pienempiä kuin pienten näytteiden tiheydet.



Kuva 26. Muodonmuutos-puristusjännityskuvaajat. Sideaine kalkki-sementti 50:50 120 kg/m³. Ikä 2 viikkoa, säilytys veden alla. Kirjain p näytteen tunnuksen lopussa tarkoittaa pientä, injektioruiskussa säilytettyä näytettä, d=20 mm, h=40 mm. Standardikokoiset näytteet d = 50 mm, h = 100 mm.

Taulukko 4. Puristuskokeen tuloksia ja puristuskoe-kappaleiden ominaisuuksia. Vesipitoisuudet: w_1 = maa-aineksen vesipitoisuus ennen sideaineen sekoittamista, w_2 = vesipitoisuus sideaineen sekoituksen jälkeen, w_3 = näytteen vesipitoisuus puristuksen jälkeen. Lihavoidulla pienten näytteiden keskiarvot kultakin syvyydeltä.

syvyys	koe-	koko	q_u	s_p	E	w_1	w_2	w_3	tiheys	e	Sr
(m)	kappale	(mm/mm)	(kPa)	(kPa)	(MN/m ²)	(%)	(%)	(%)	(kg/m ³)	(-)	(%)
2,56-3,07	uu12p	20/40	462	231	46	164	125	121	1360	3,272	96
2,56-3,07	uu13p	20/40	460	230	57	164	125	121	1366	3,240	97
2,56-3,07	uu14p	20/40	479	240	37	164	125	122	1356	3,284	97
2,56-3,07	uu15p	20/40	483	242	42	164	125	121	1357	3,250	97
2,56-3,07	keskim.	20/40	471	236	46	164	125	121	1360	3,262	97
6,4-7	uu1	50/100	219	110	35	108	84,8	84,7	1468	2,473	94
6,4-7	uu2p	20/40	228	114	12	108	84,0	82,2	1482	2,423	93
6,4-7	uu3p	20/40	166	83	6	108	84,0	79,6	1518	2,288	96
6,4-7	uu4p	20/40	126	63	4	108	84,0	78,8	1468	2,388	91
6,4-7	keskim.	20/40	173	87	7	108	84,0	80,2	1489	2,366	93
10,5-11,17	uu8	50/100	263	132	28	73,0	68,0	67,8	1574	1,982	95
10,5-11,17	uu9p	20/40	311	156	11	73,0	68,3	62,5	1591	1,872	93
10,5-11,17	uu10p	20/40	298	149	13	73,0	68,3	63,0	1594	1,875	94
10,5-11,17	uu11p	20/40	294	147	11	73,0	68,3	64,0	1601	1,881	95
10,5-11,17	keskim.	20/40	301	151	12	73,0	68,3	63,2	1595	1,876	94
12,5-13,17	uu5p	20/40	492	246	22	98,0	80,0	74,4	1526	2,267	92
12,5-13,17	uu6p	20/40	532	266	33	98,0	80,0	74,1	1532	2,271	92
12,5-13,17	uu7p	20/40	514	257	26	98,0	80,0	74,7	1553	2,215	95
12,5-13,17	keskim.	20/40	513	256	27	98,0	80,0	74,4	1537	2,251	93
15,5-16,17	uu19	50/100	424	212	41	77,7	63,2	63,5	1581	1,925	94
15,5-16,17	uu16p	20/40	651	326	14	77,7	62,0	59,3	1617	1,793	93
15,5-16,17	uu17p	20/40	571	286	16	77,7	62,0	60,2	1611	1,827	93
15,5-16,17	uu18p	20/40	710	355	25	77,7	62,0	57,9	1632	1,743	93
15,5-16,17	keskim.	20/40	644	322	18	77,7	62,0	59,1	1620	1,788	93

5.4 Kolmiaksiaalikoheet

5.4.1 Kolmiaksiaalisellissä 15 vrk ajan konsolidoidut näytteet

Kolmiaksiaalisellissä konsolidoitiin näytteitä viideltä eri syvyydeltä. Savinäyte sekoitettiin sideaineeseen, koostettiin putkeen ja annettiin olla putkessa muutaman tunnin ajan muovipussiin suljettuna. Tämän jälkeen näyte otettiin ulos putkesta ja se asennettiin kolmiaksiaalisellisiin. Konsolidoinnissa pystyjännityksenä käytettiin kullakin syvyydellä valitsevaa jännitystä ja sellipaineena pystyjännitystä kerrottuna arvolla 0,67. Sellipaineet ja näytteiden tiedot on esitetty taulukoissa 5-8. Kahden viikon jälkeen huokospaperit ja -kivet vaihdettiin ja näyte konsolidoitiin uudelleen yhden päivän ajan, jonka jälkeen aloitettiin leikkaus 15 vrk ikäisille näytteille. Kultakin syvyydeltä tehtiin suljettu ja avoin kolmiaksiaalikoee. Koeparit kultakin syvyydeltä on esitetty kuvassa 27.

Taulukko 5. Kolmiaksaalikokeet 15 vrk ajan kolmiaksaalisellissä konsolidoiduille näytteille. Sellipaineet ja vesipitoisuudet.

Koe n:o	Syvyys z m	Selli- paine σ_3 kPa	Vesipitoisuus Luonnontil. maa w_1 %	Sideaineen sek. jälkeen w_2 %	Leikkauksen jälkeen w_3 %
CADC 5424	2,56-3,07	10	164,20	123,4	112,1
CAUC 5423	2,56-3,07	10	164,20	122,6	109,2
CADC 5387	6,4-7	15	108,00	81,6	79,3
CAUC 5386	6,4-7	15	108,00	82,9	80
CADC 5413	10,5-11,17	26	73,00	68,9	68,6
CAUC 5412	10,5-11,17	26	73,00	67,6	66,9
CADC 5398	12,5-13,17	32	98,00	79,5	77,7
CAUC 5397	12,5-13,17	32	98,00	79,6	79,4
CADC 5432	15,5-16,17	42	77,70	64	65,3
CAUC 5433	15,5-16,17	42	77,70	63,3	63,9

Taulukko 6. Kolmiaksaalikokeet 15 vrk ajan kolmiaksaalisellissä konsolidoiduille näytteille. Näytteen korkeus 10 cm, halkaisija 5 cm ja tilavuus 196,35 cm³ ennen konsolidointia. Leikkausnopeus 1,20 % tunnissa.

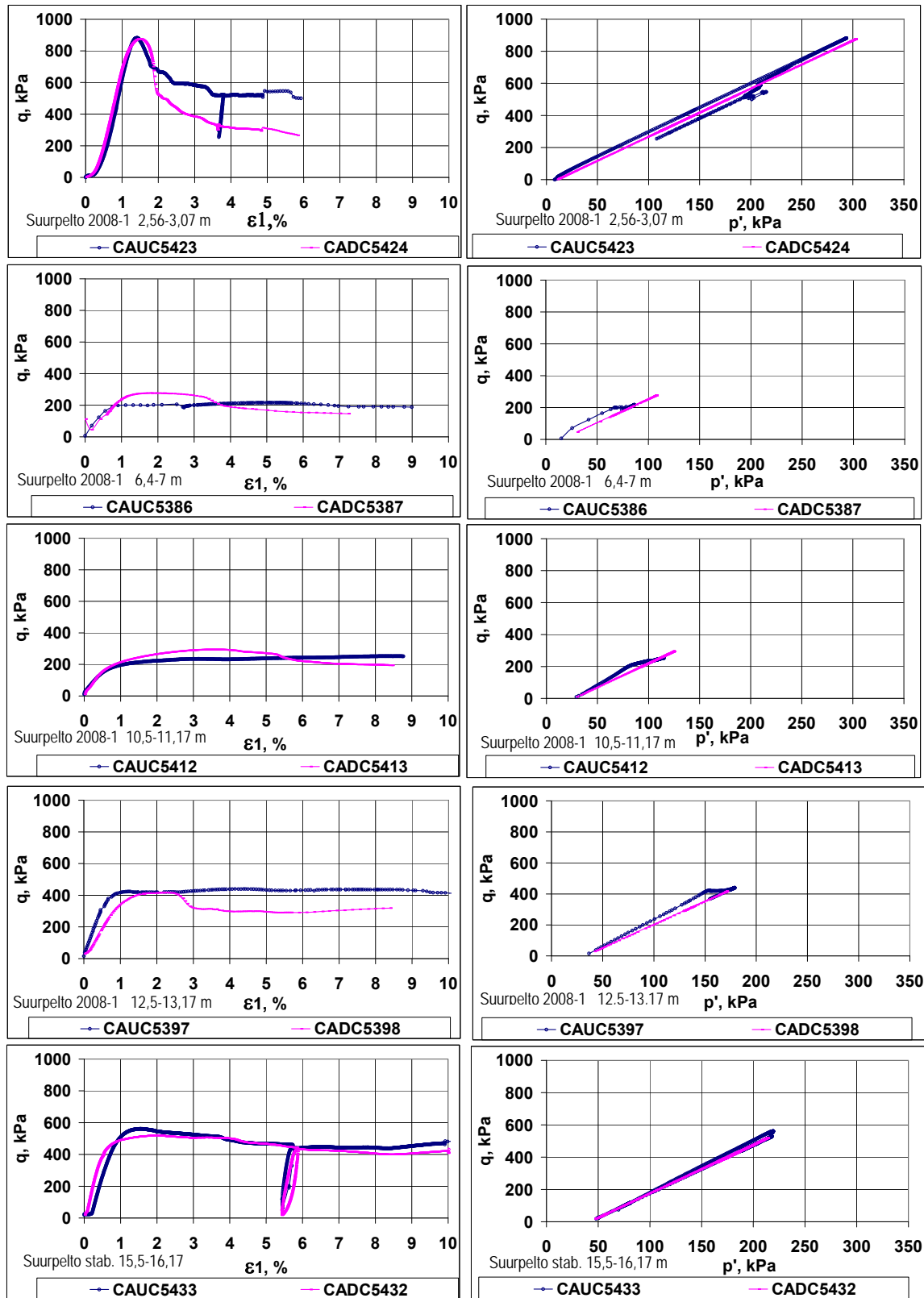
Koe n:o	Syvyys z m	Ennen konsolidointia			Konsolidoinnin jälkeen		
		Tilavuus- paino γ_0 kN/m ³	Huokos- luku e_0	Kylläs- tysaste S_r %	Tilavuus V_1 cm ³	Korkeus h_1 cm	Huokos- luku e_1
CADC 5424	2,56-3,07	13,02	3,477	94	182,76	9,63	3,168
CAUC 5423	2,56-3,07	12,97	3,477	94	176,97	9,59	3,035
CADC 5387	6,4-7 m	14,33	2,416	93	187,37	9,73	2,260
CAUC 5386	6,4-7 m	14,32	2,444	93	191,75	9,84	2,363
CADC 5413	10,5-11,17	15,21	2,038	94	188,35	9,65	1,914
CAUC 5412	10,5-11,17	15,21	2,016	94	178,65	9,79	1,744
CADC 5398	12,5-13,17	14,85	2,33	96	189,75	9,76	2,218
CAUC 5397	12,5-13,17	14,77	2,351	95	185,05	9,73	2,158
CADC 5432	15,5-16,17	15,4	1,935	93	181,59	9,80	1,714
CAUC 5433	15,5-16,17	15,55	1,895	94	185,25	9,81	1,731

Taulukko 7. Kolmiakselialikokeet 15 vrk ajan kolmiakselisellissä konsolidoiduille näytteille. Leikkausvaihe.

Koe n:o	Leikkausvaihe Kohdasta q_{\max}						Kohdasta $(q/p')_{\max}$		
	ε_1	ε_v	q_{\max}	p'	q/p'	v	ε_1	$(q/p')_{\max}$	v
	%	%	kPa	kPa			%		
CADC 5424	1,48	0,963	876,5	302,2	2,90	4,127	1,48	2,90	4,127
CAUC 5423	1,42	0,000	881,9	293,8	3,00	4,305	1,42	3,00	4,305
CADC 5387	1,78	0,774	277,0	107,3	2,58	3,235	1,78	2,58	3,235
CAUC 5386	5,07	0,000	216,7	86,3	2,51	3,363	0,55	2,99	3,363
CADC 5413	3,45	0,726	296,5	124,8	2,38	2,893	3,45	2,38	2,893
CAUC 5412	8,60	0,000	252,6	114,7	2,20	2,744	1,26	2,50	2,744
CADC 5398	2,22	0,848	416,3	170,8	2,44	3,191	2,22	2,44	3,191
CAUC 5397	4,43	0,000	439,6	179,0	2,46	3,158	1,06	2,76	3,158
CADC 5432	1,92	0,499	517,2	212,6	2,43	2,701	2,15	2,44	2,702
CAUC 5433	1,55	0,000	561,6	219,2	2,56	2,731	1,40	2,57	2,731

Taulukko 8. Kolmiakselialikokeista määritetyt kimmomoduulit ja Poissonin luvut.

Koe n:o	Syvyys m	Sellipaine kPa	E_{50} MPa	ν
CADC 5424	2,56-3,07	10	83,07	
CAUC 5423	2,56-3,07	10	76,73	
CADC 5387	6,4-7 m	15	23,26	0,2
CAUC 5386	6,4-7 m	15	28,52	
CADC 5413	10,5-11,17	26	28,64	0,15
CAUC 5412	10,5-11,17	26	26,73	
CADC 5398	12,5-13,17	32	38,70	0,2
CAUC 5397	12,5-13,17	32	56,12	
CADC 5432	15,5-16,17	42	97,51	0,2
CAUC 5433	15,5-16,17	42	79,94	



Kuva 27. Kolmiaksaalikokeet. Deviatorinen jännitys q , vasemmalla aksiaalisen muodonmuutoksen ϵ_1 ja oikealla tehokkaan hydrostaattisen jännityksen p' funktiona.

Kuvissa 28-32 on esitetty avoimien kolmiaksiaalikokeiden jännityssuhde q/p' sekä tilavuuden muutos ε_V leikkausmuodonmuutoksen ε_S funktiona. Tilavuuden muodonmuutos määritellään kaavalla 5:

$$\varepsilon_V = \varepsilon_1 + 2 \cdot \varepsilon_3 \quad (5)$$

missä

ε_V on tilavuuden muutos

ε_1 suurin päävenymä

ε_3 pienin päävenymä

Leikkausmuodonmuutos ε_S määritellään kaavan 6 mukaisesti:

$$\varepsilon_S = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (6)$$

Kolmiaksiaalikokeessa mitataan tilavuuden muutosta ja muodonmuutosta pääjännityksen σ_1 suunnassa. Kaavasta 6 voidaan johtaa kaava 7:

$$\varepsilon_S = \varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_V}{3} \quad (7)$$

missä

ε_S on leikkausmuodonmuutos

ε_1 suurin päävenymä

Dilataatiokulman laskemiseen käytettiin kolmea eri tapaa, joista käytetään tässä merkintää ψ_1 , ψ_2 ja ψ_3 . Kuvista 28-32 voidaan laskea dilataatiokulma ψ_1 yhtälön 8 avulla (Laaksonen & Lojander 1990):

$$\tan \psi = \frac{d\varepsilon_V}{d\varepsilon_S} \quad (8)$$

Vepsäläinen (1983) esittää dilataatiokulman (tässä ψ_2) laskemiseksi yhtälöä 9:

$$\frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} = \frac{\dot{\varepsilon}_V^p}{\dot{\varepsilon}_1^p} \quad (9)$$

missä

$\dot{\varepsilon}_v^p$ on plastisen tilavuudenmuutoksen nopeus

$\dot{\varepsilon}_1^p$ plastisen suurimman päävenymän nopeus

Vertailun vuoksi laskettiin dilataatiokulma ψ_3 käyttäen plastisten muodonmuutosten sijaan kokonaismuodonmuutoksia (yhtälö 10):

$$\frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} = \frac{\dot{\varepsilon}_v}{\dot{\varepsilon}_1} \quad (10)$$

Lasketut dilataatiokulmat on esitetty taulukossa 9.

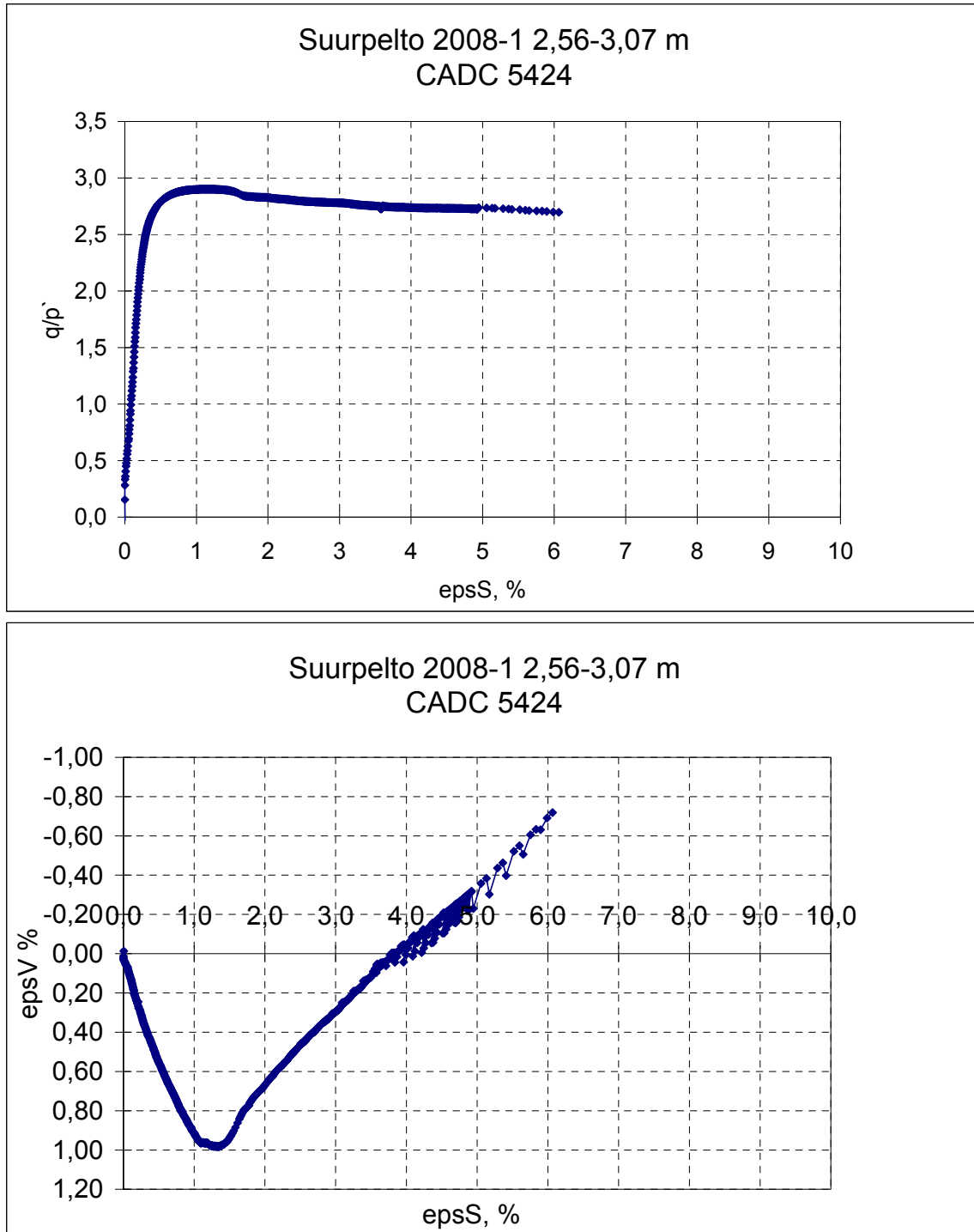
Taulukko 9. Dilataatiokulmat.

Koe n:o	Syvyys m	Sellipaine kPa	ψ_1	ψ_2	ψ_3
CADC 5424	2,56-3,07	10	32,00	8,80	16,87
CADC 5387	6,4-7 m	15	26,50	6,80	11,35
CADC 5413	10,5-11,17	26	18,20	5,50	8,54
CADC 5398	12,5-13,17	32	12,60	1,00	4,57
CADC 5432	15,5-16,17	42	11,20	3,80	6,14

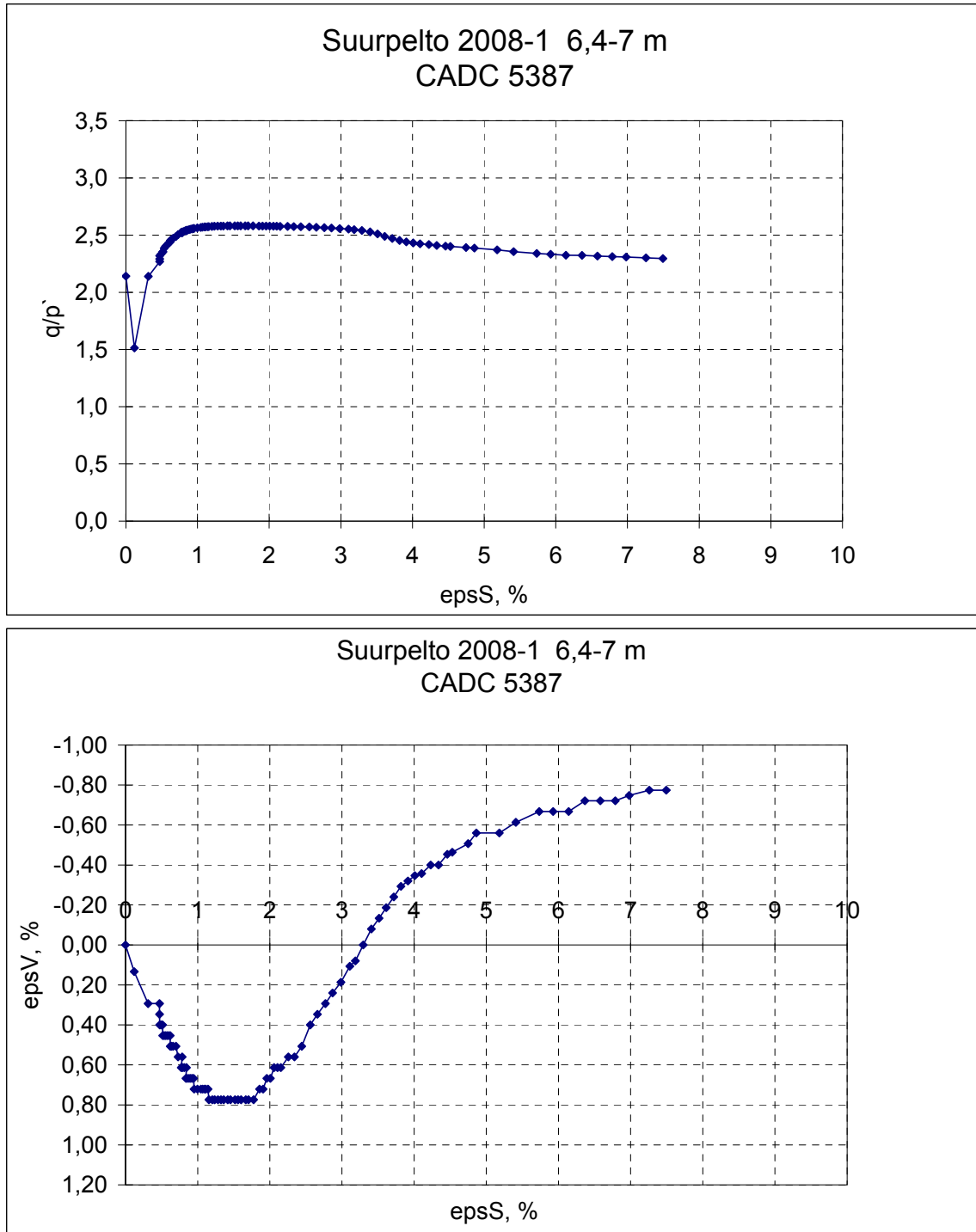
Lukuun ottamatta koetta CADC 5398, kaikilla menetelmillä dilataatiokulma pieneni sellipaineen ja samalla konsolidaatiopaineen kasvaessa. Tämä käy yksiin Åhnbergin ym. (1995) saamien koetulosten kanssa, joiden mukaan dilataatiota tapahtui enemmän pienillä konsolidaatiopaineilla kuin suurilla konsolidaatiopaineilla.

Dilataatiokulma oli pienin plastisia muodonmuutoksia käytettäessä (menetelmä 2) ja suurin ensimmäistä menetelmää käytettäessä. Erot eri menetelmillä saaduissa tuloksissa olivat huomattavat.

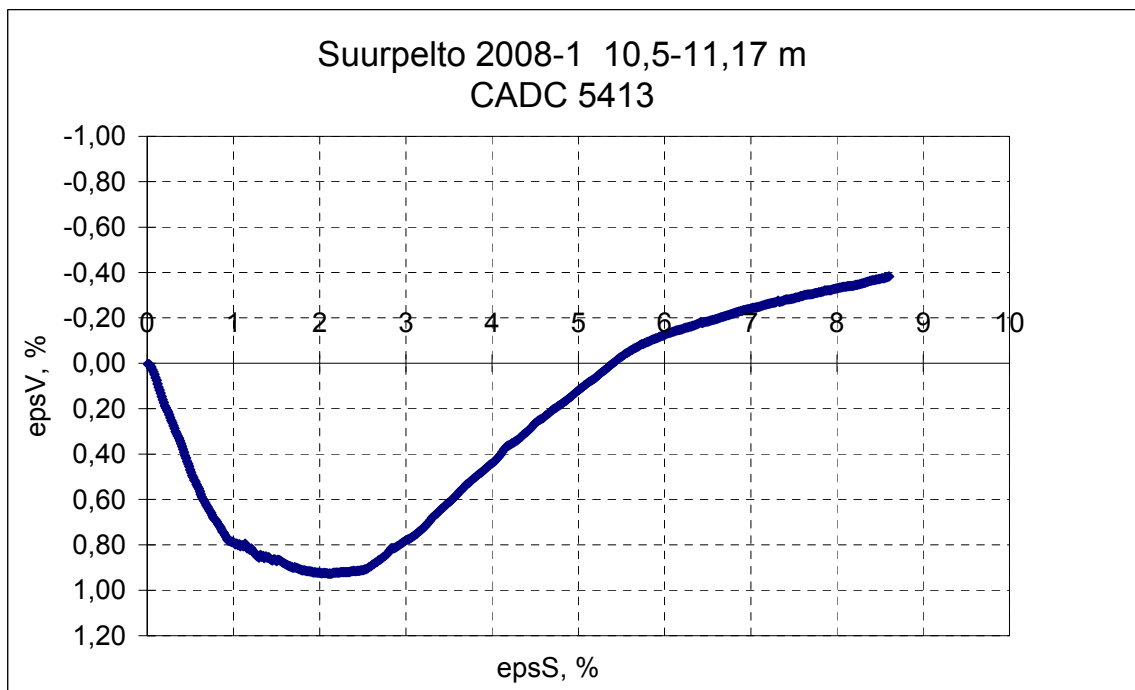
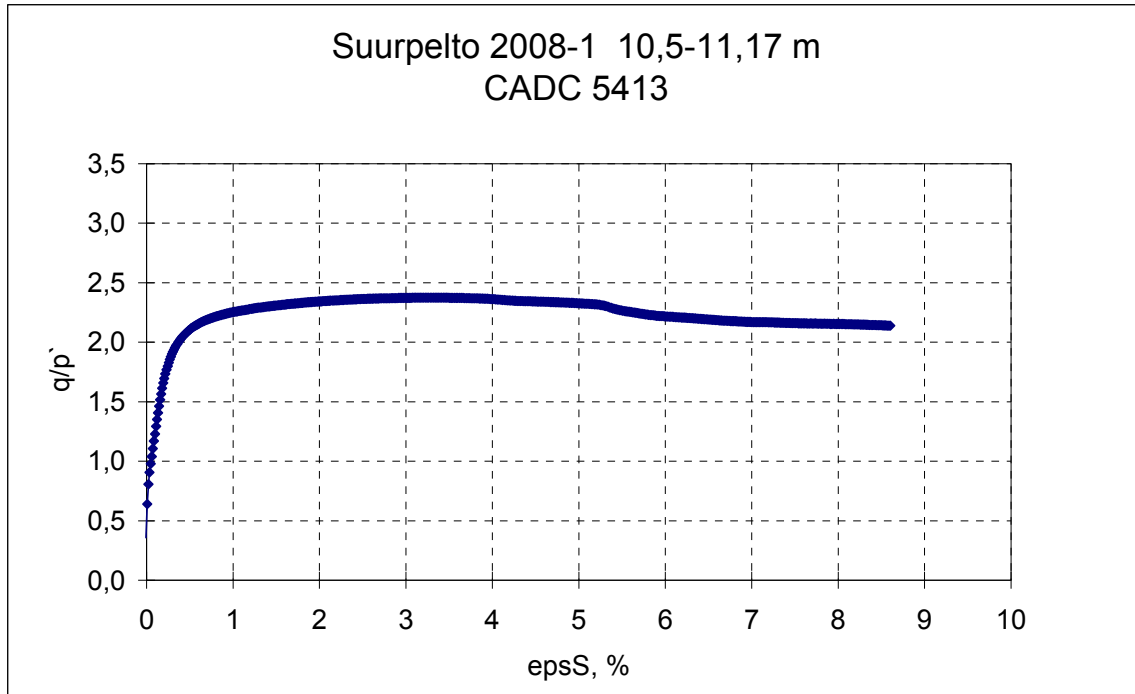
Kuvissa 33-37 on esitetty suljettujen kolmiaksiaalikoiteiden huokospaine u sekä jännitys-suhde q/p' leikkausmuodonmuutoksen ε_s funktiona.



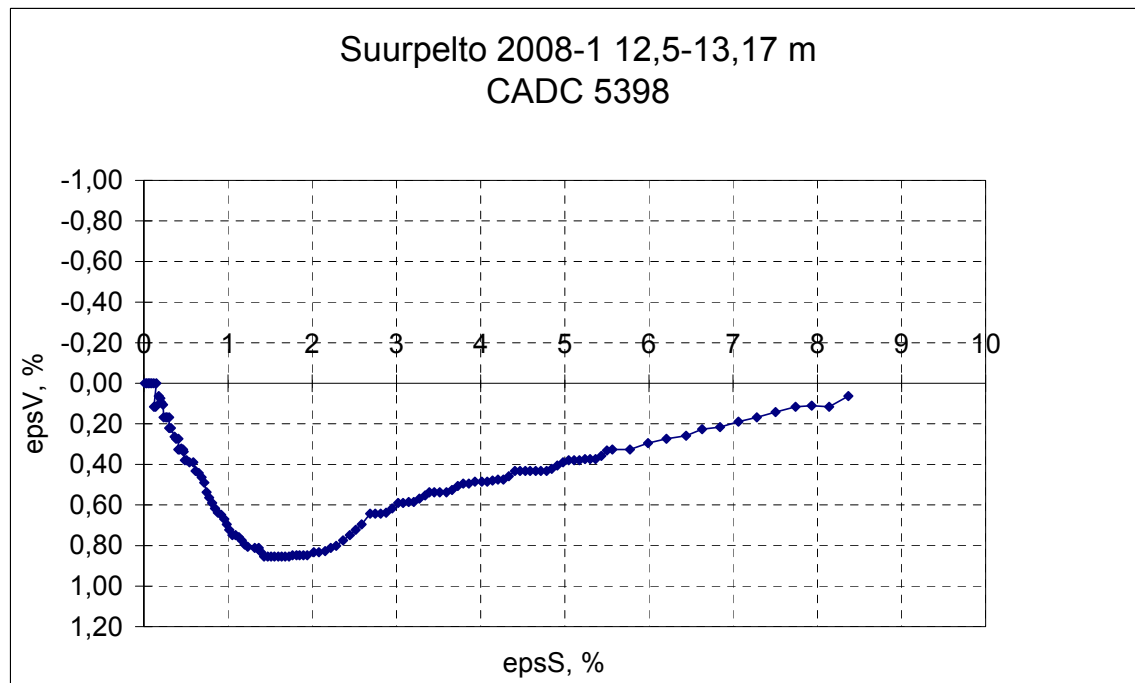
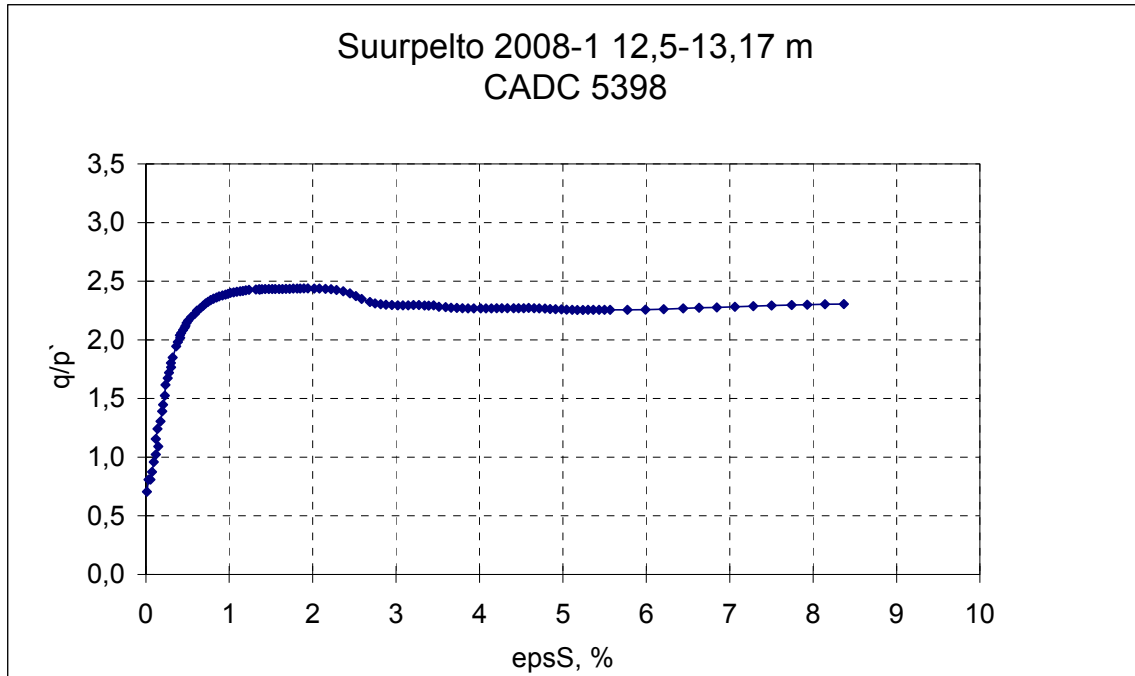
Kuva 28. Avoin kolmiaksaalikoe syvyydeltä 2,56-3,07 m. Tilavuuden muutos ε_V sekä jännitysuhde q/p' leikkausmuodonmuutoksen ε_S funktiona. Stabiloitu näyte, kalkki + Yleisementti 50:50 120 kg/m^3 . Konsolidointi kolmiaksaalisellissä 2 viikkoa.



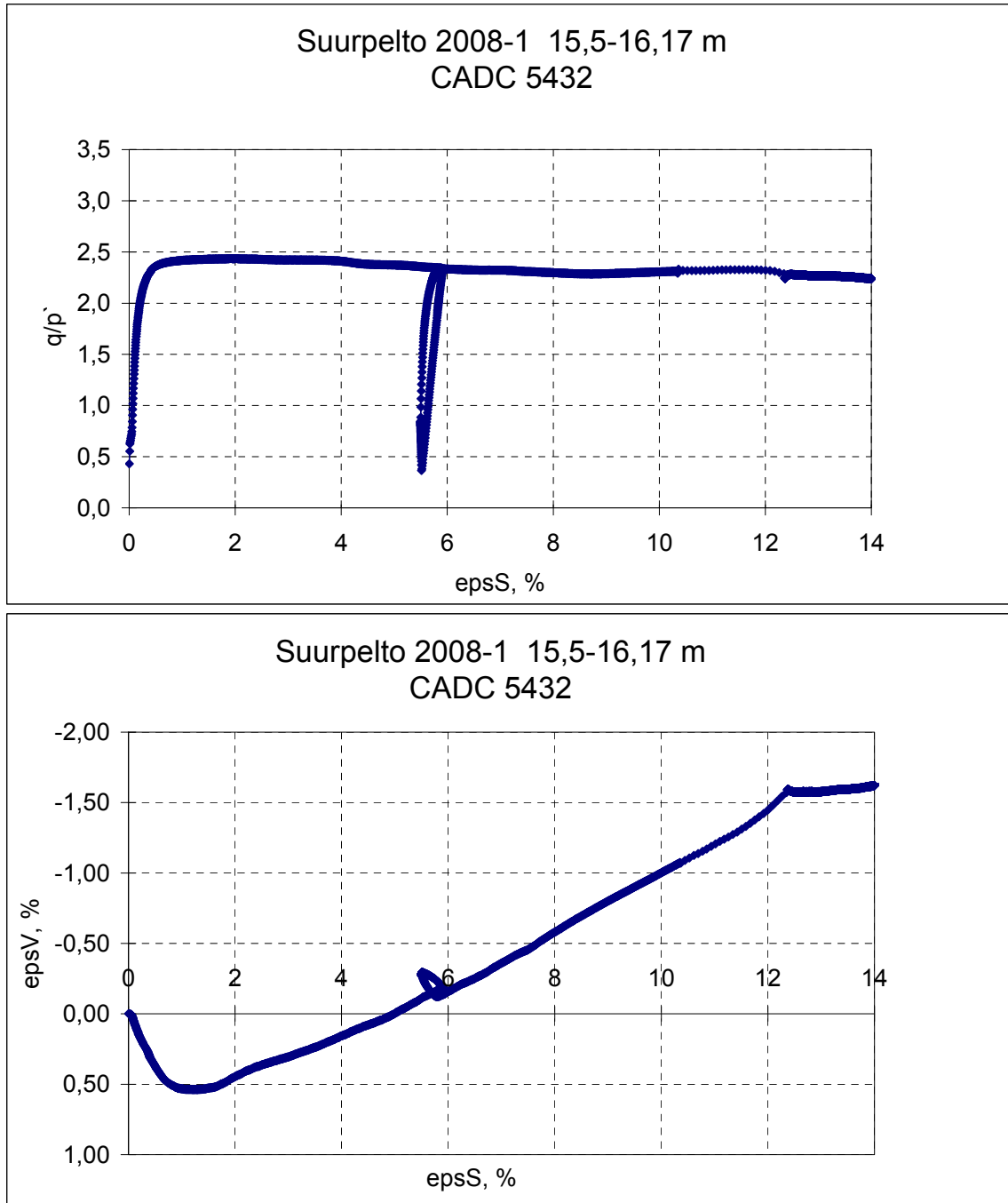
Kuva 29. Avoin kolmiakσιαalikoe syvyydeltä 6,4-7 m. Tilavuuden muutos ε_V sekä jännityssuhde q/p' leikkausmuodonmuutoksen ε_S funktiona. Stabiloitu näyte, kalkki + Yleissementti 50:50 120 kg/m³. Konsolidointi kolmiakσιαalisellissä 2 viikkoa.



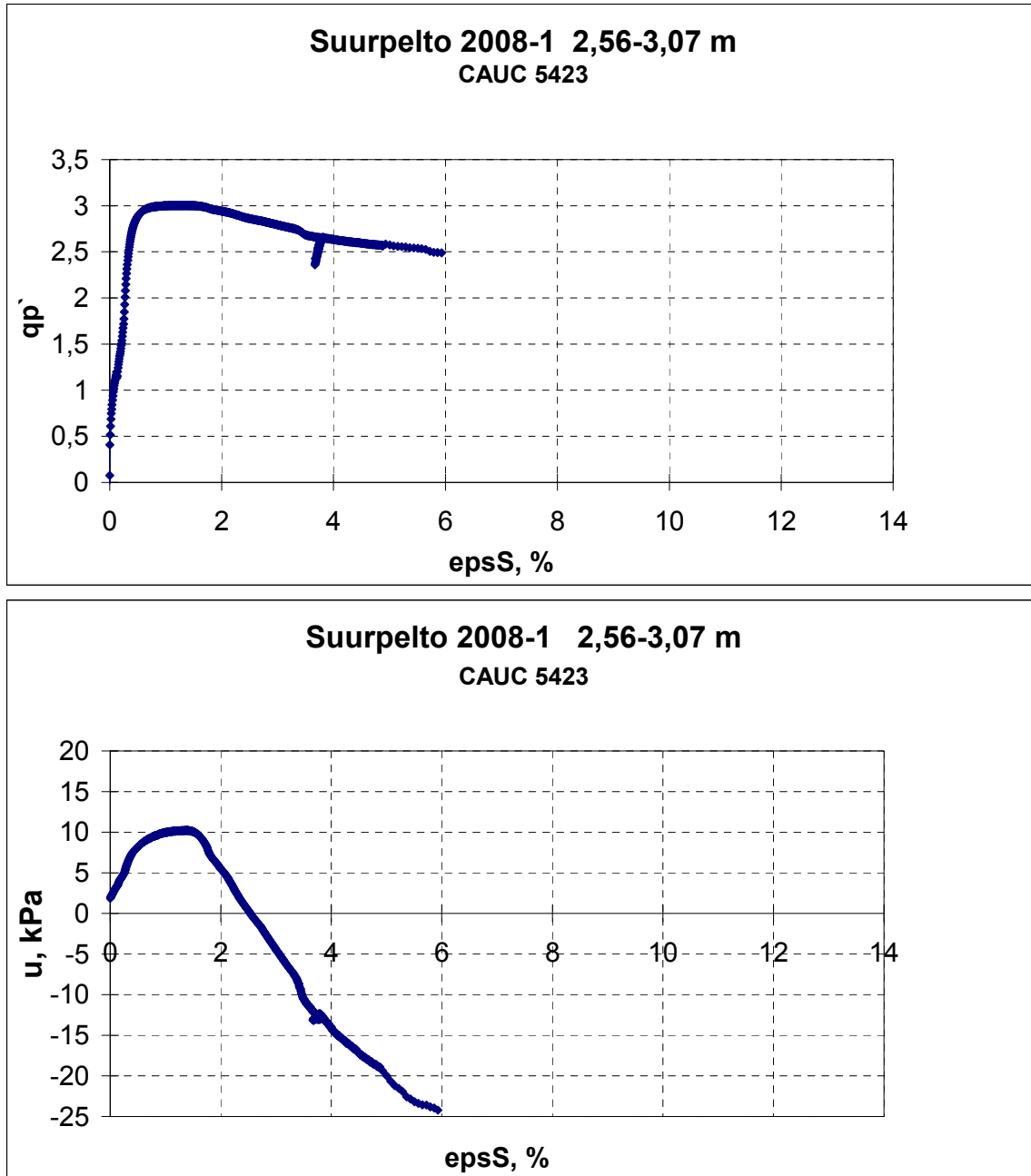
Kuva 30. Avoin kolmiakselialikoe syvyydeltä 10,5-11,17 m. Tilavuuden muutos ε_V sekä jännitysuhde q/p' leikkausmuodonmuutoksen ε_S funktiona. Stabiloitu näyte, kalkki + Yleissementti 50:50 120 kg/m³. Konsolidointi kolmiakselisellissä 2 viikkoa.



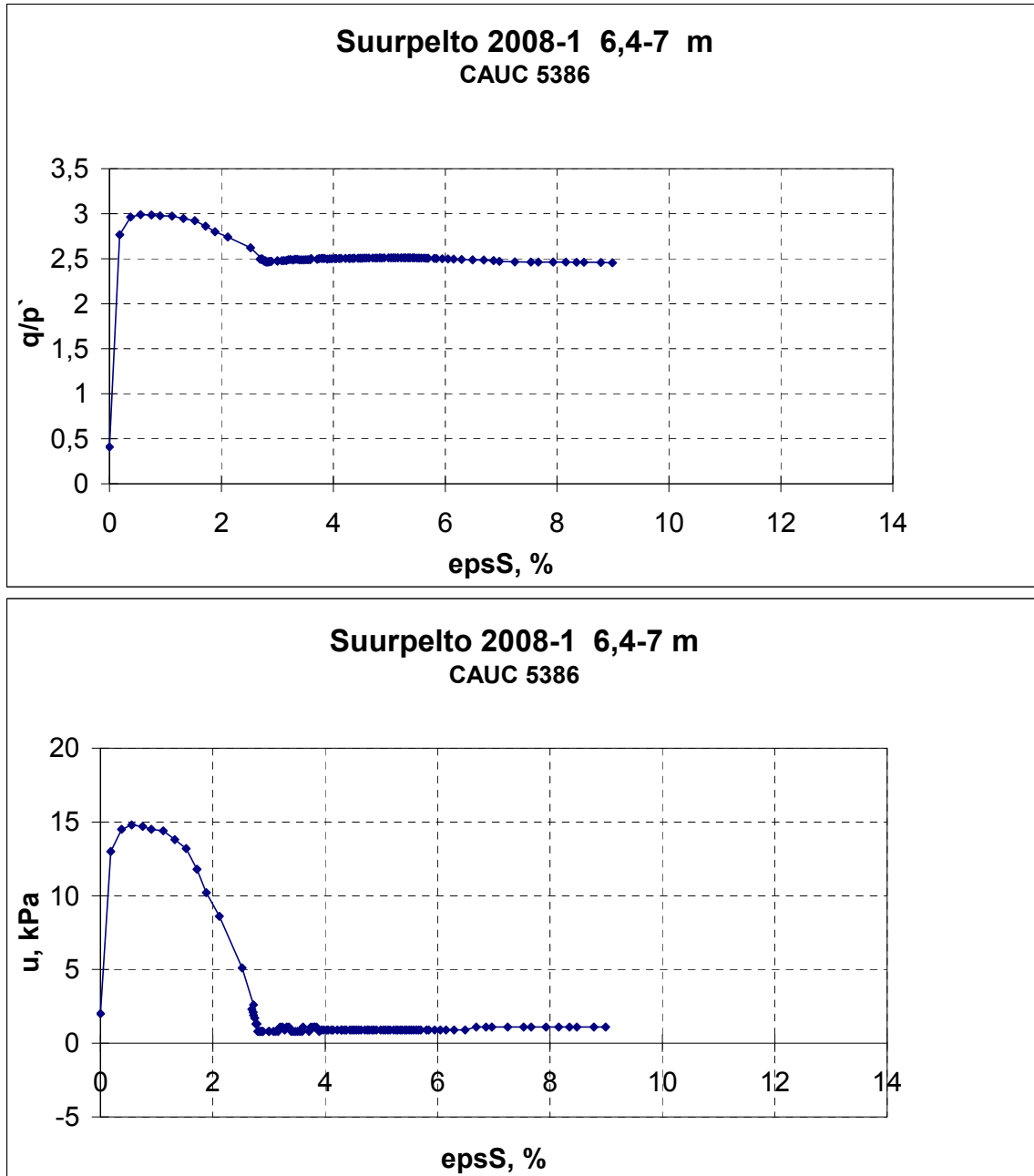
Kuva 31. Avoin kolmiaksaalikoe syvyydeltä 12,5-13,17 m. Tilavuuden muutos ε_V sekä jännitysuhde q/p' leikkausmuodonmuutoksen ε_S funktiona. Stabiloitu näyte, kalkki + Yleissementti 50:50 120 kg/m^3 . Konsolidointi kolmiaksaalisellissä 2 viikkoa.



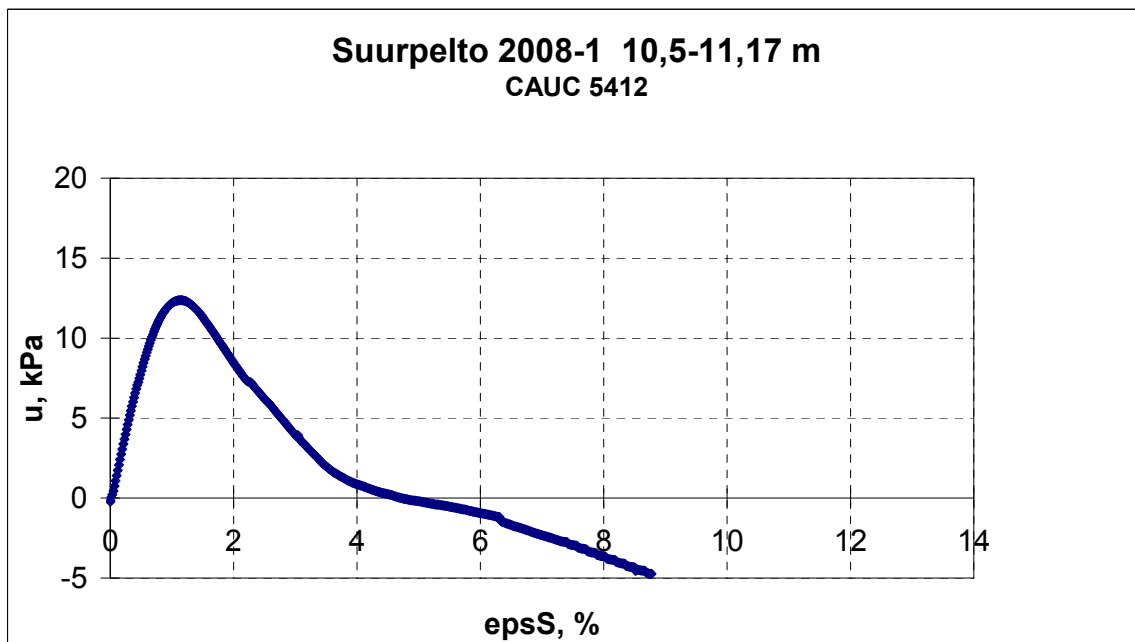
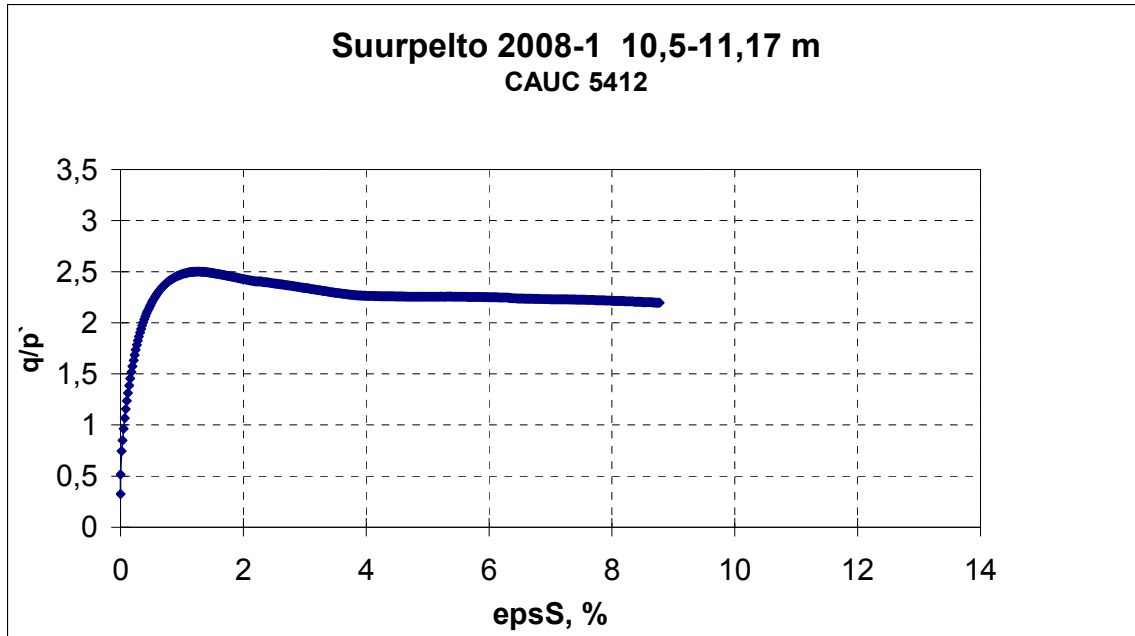
Kuva 32. Avoin kolmiaksaalikoe syvyydeltä 15,5-16,17 m. Tilavuuden muutos ε_V sekä jännityssuhde q/p' leikkausmuodonmuutoksen ε_S funktiona. Stabiloitu näyte, kalkki + Yleissementti 50:50 120 kg/m^3 . Konsolidointi kolmiaksaalisellissä 2 viikkoa.



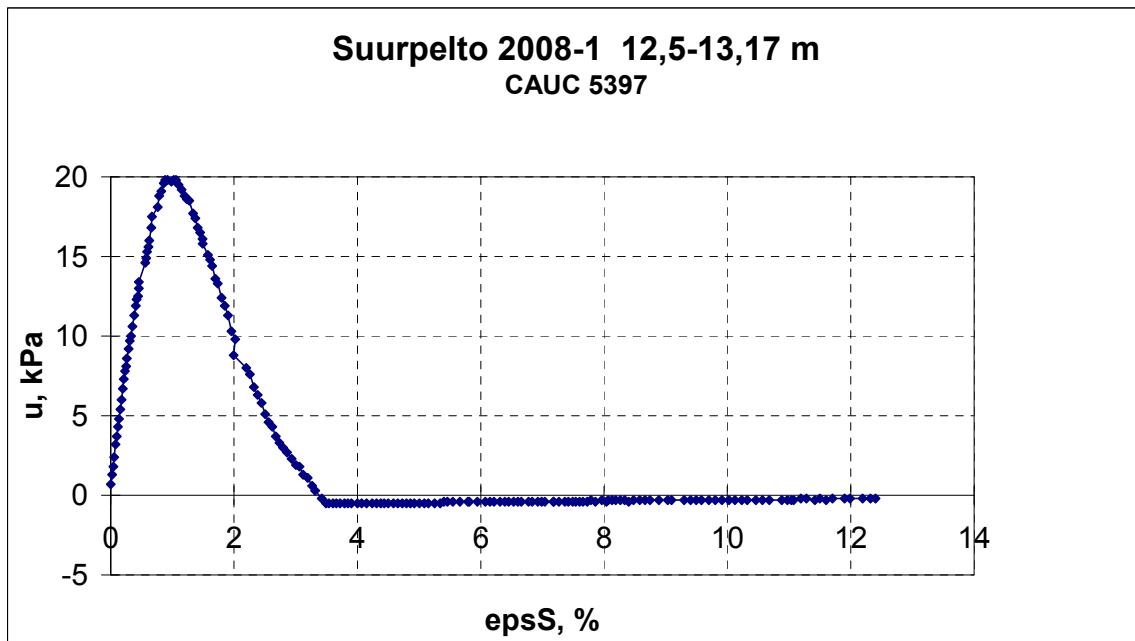
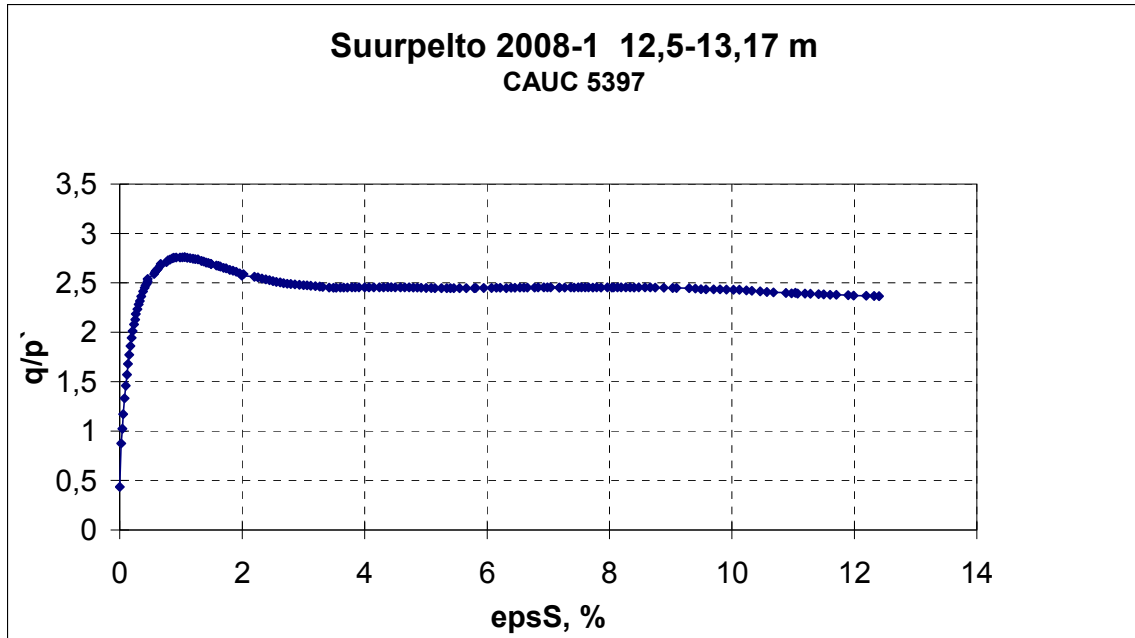
Kuva 33. Suljettu kolmiakσιαalikoe syvyydeltä 2,56-3,07 m. Huokospaine u sekä jännityssuhde q/p' leikkausmuodonmuutoksen ϵ_s funktiona. Stabiloitu näyte, kalkki + Yleissementti 50:50 120 kg/m^3 . Konsolidointi kolmiakσιαalisellissä 2 viikkoa.



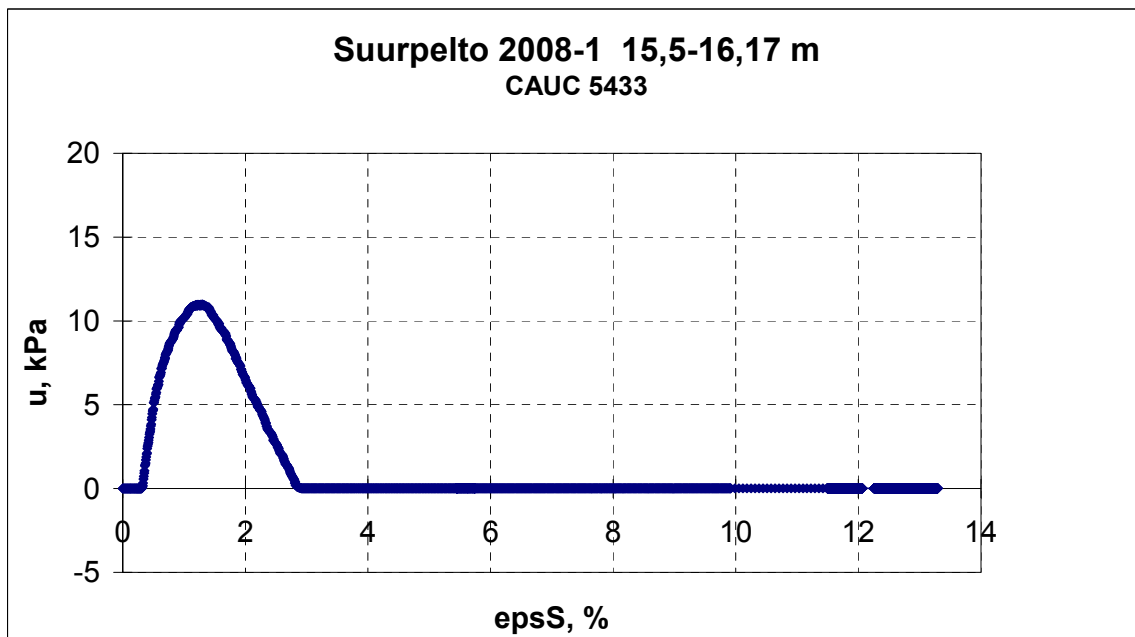
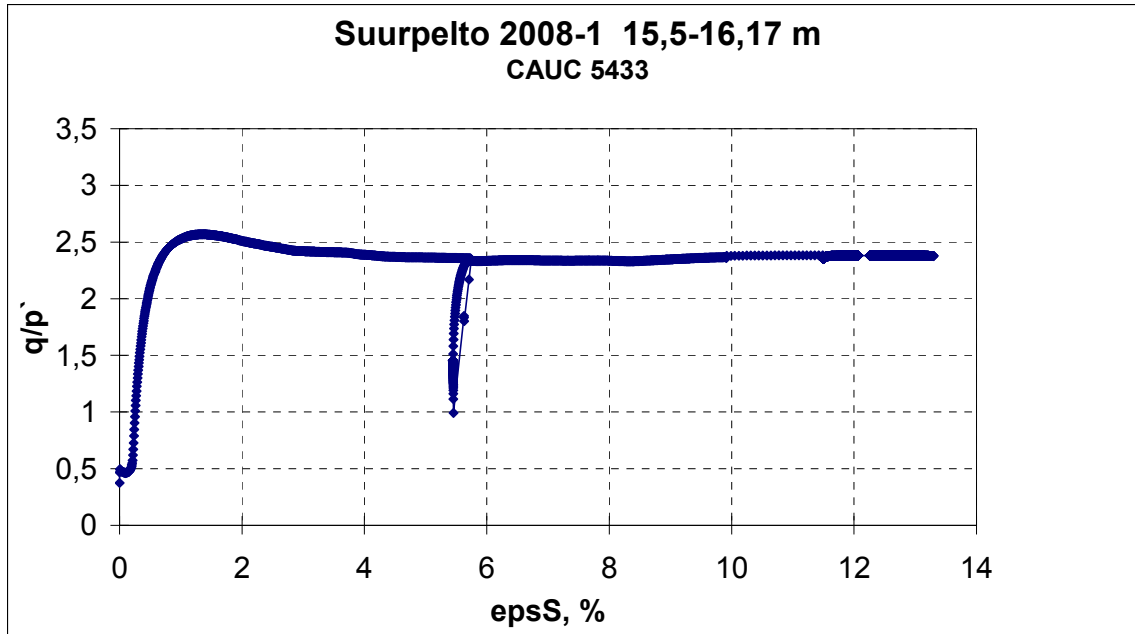
Kuva 34. Suljettu kolmiakσιαalikoe syvyydeltä 6,4-7 m. Huokospaine u sekä jännityssuhde q/p' leikkausmuodonmuutoksen ε_s funktiona. Stabiloitu näyte, kalkki + Yleissementti 50:50 120 kg/m^3 . Konsolidointi kolmiakσιαalisellissä 2 viikkoa.



Kuva 35. Suljettu kolmiaksaalikoe syvyydeltä 10,5-11,17 m. Huokospaine u sekä jännityssuhde q/p' leikkausmuodonmuutoksen ε_s funktiona. Stabiloitu näyte, kalkki + Yleissementti 50:50 120 kg/m^3 . Konsolidointi kolmiaksaalisellissä 2 viikkoa.



Kuva 36. Suljettu kolmiakσιαalikoe syvyydeltä 12,5-13,17 m m. Huokospaine u sekä jännityssuhde q/p' leikkausmuodonmuutoksen ϵ_S funktiona. Stabiloitu näyte, kalkki + Yleissementti 50:50 120 kg/m³. Konsolidointi kolmiakσιαalisellissä 2 viikkoa.



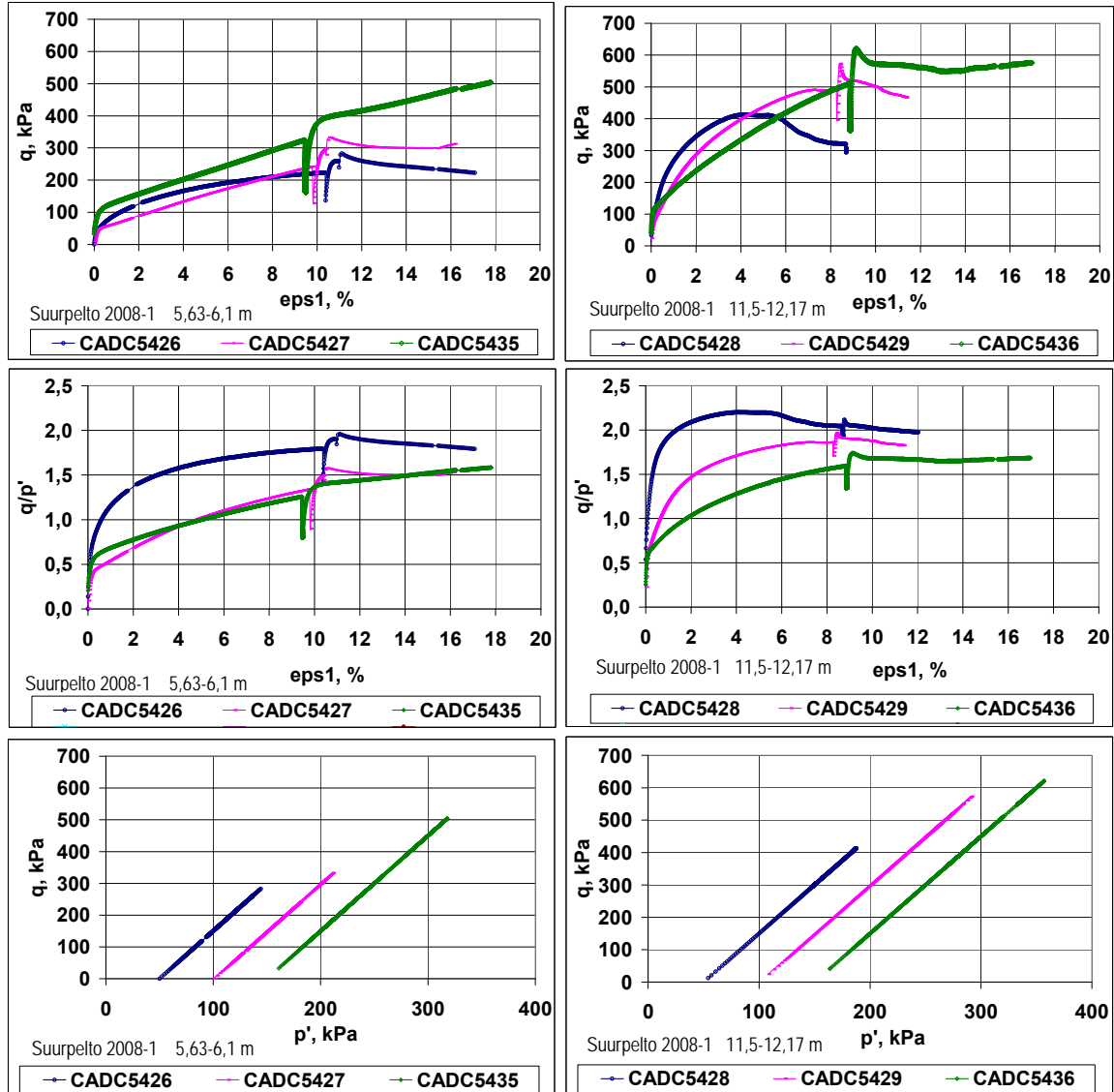
Kuva 37. Suljettu kolmiakσιαalikoe syvyydeltä 15,5-16,17 m. Huokospaine u sekä jännityssuhde q/p' leikkausmuodonmuutoksen ϵ_s funktiona. Stabiloitu näyte, kalkki + Yleissementti 50:50 120 kg/m^3 . Konsolidointi kolmiakσιαalisellissä 2 viikkoa.

5.4.2 Avoimet kolmiakσιαalikokeet putkessa säilytetyille näytteille

Kitkakulman ja koheesion määrittämiseksi tehtiin kolmen avoimen kolmiakσιαalikokeen sarjat kahdelta eri syvyydeltä (5,63-6,1 m sekä 11,5-12,17 m). Sideaineen sekoituksen jälkeen näytteet koostettiin putkeen, jonka jälkeen näytteitä säilytettiin huoneenlämmössä veden alla 14 vrk ajan. Tämän jälkeen näytteet otettiin ulos putkista, asennettiin kolmiakσιαalisellisiin ja konsolidoitiin 1 vrk ajan. Sellipaineena käytettiin 50, 100 ja 150 kPa painetta (taulukko 10). Pystyjännityksenä käytettiin sellipainetta jaettuna 0,8:lla. Näytteet leikattiin avoimena 15 vrk ikäisinä. Näytteen korkeus oli 10 cm, halkaisija 5 cm ja tilavuus 196,35 cm³ ennen konsolidointia. Leikkausnopeus oli 1,20 % tunnissa. Kokeiden tuloksia on esitetty kuvassa 38.

Taulukko 10. Avoimet kolmiakσιαalikokeet, näytteet säilytetty 2 viikon ajan putkessa veden alla. Näytteen vesipitoisuus ennen sideaineen sekoitusta 5,63-6,1 m syvyydellä 137,7 % ja 11,5-12,17 m syvyydellä 99,9 %, w_1 = vesipitoisuus sideaineen sekoituksen jälkeen, w_2 = vesipitoisuus 2 viikon veden alla säilytyksen jälkeen..

Koe n:o	Syvyys z m	Selli- paine σ_3 kPa	Vesipi- toisuus w_1	Ennen konsolidointia				Konsolidoinnin jälkeen		
				Vesipi- toisuus w_2 %	Tilavuus- paine γ_0 kN/m ³	Huokos- luku e_0	Kylläs- tysaste S_r %	Tilavuus V_1 cm ³	Korkeus h_1 cm	Huokos- luku e_1
CADC 5426	5,63-6,1	50	104,8	106,9	13,55	2,848	96	194,45	9,91	2,811
CADC 5427	5,63-6,1	100	104,4	107,1	13,71	2,806	98	194,45	9,91	2,770
CADC 5435	5,63-6,1	150	98,0	107,7	13,5	2,878	96	157,57	8,95	2,112
CADC 5428	11,5-12,17	50	76,8	79,6	14,94	2,313	97	193,95	9,95	2,272
CADC 5429	11,5-12,17	100	80,0	80,4	14,79	2,362	96	191,61	9,95	2,248
CADC 5436	11,5-12,17	150		80,4	14,89	2,362	96	190,05	9,79	2,254



Kuva 38. Avoimet kolmiaksaalikokeet, stabiloidut näytteet. Lujittuminen 14 vrk putkessa veden alla huoneenlämmössä, jonka jälkeen konsolidointi 1 vrk kolmiaksaalisellissä ja leikkaus 15 vrk ikäisenä.

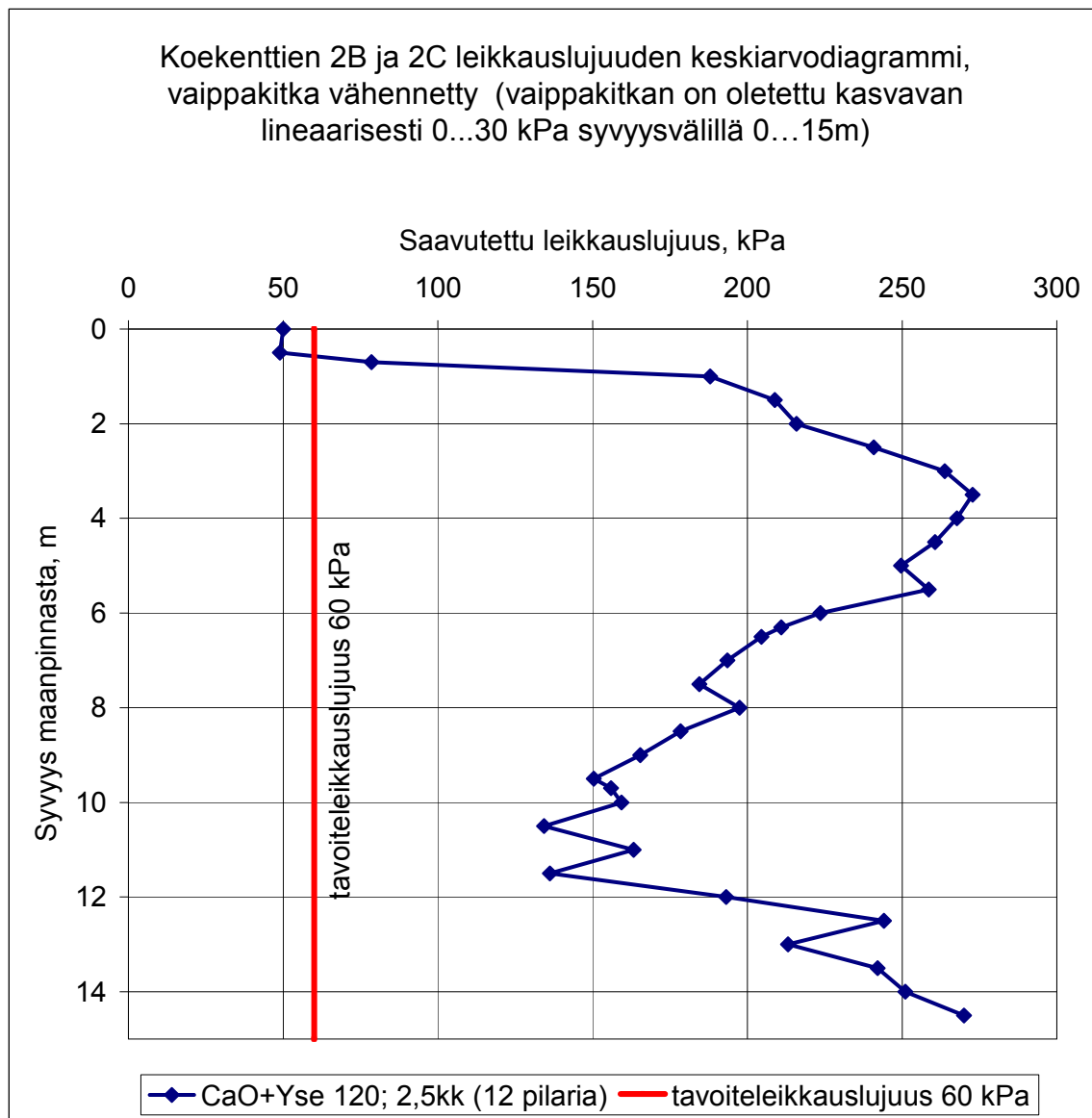
Kuvasta 38 määritetyt lujuusparametrit on esitetty taulukossa 11.

Taulukko 11. Suurpellon stabiloiduista laboratorionäytteistä määritetyt lujuusparametrit. Avoimet kolmiaksaalikokeet.

Syvyys	φ	c'	M	φ_c	K_0
5,6-7 m	21	71	1,75	43	0,65
10,5-13,17 m	31	82	1,37	34	0,49

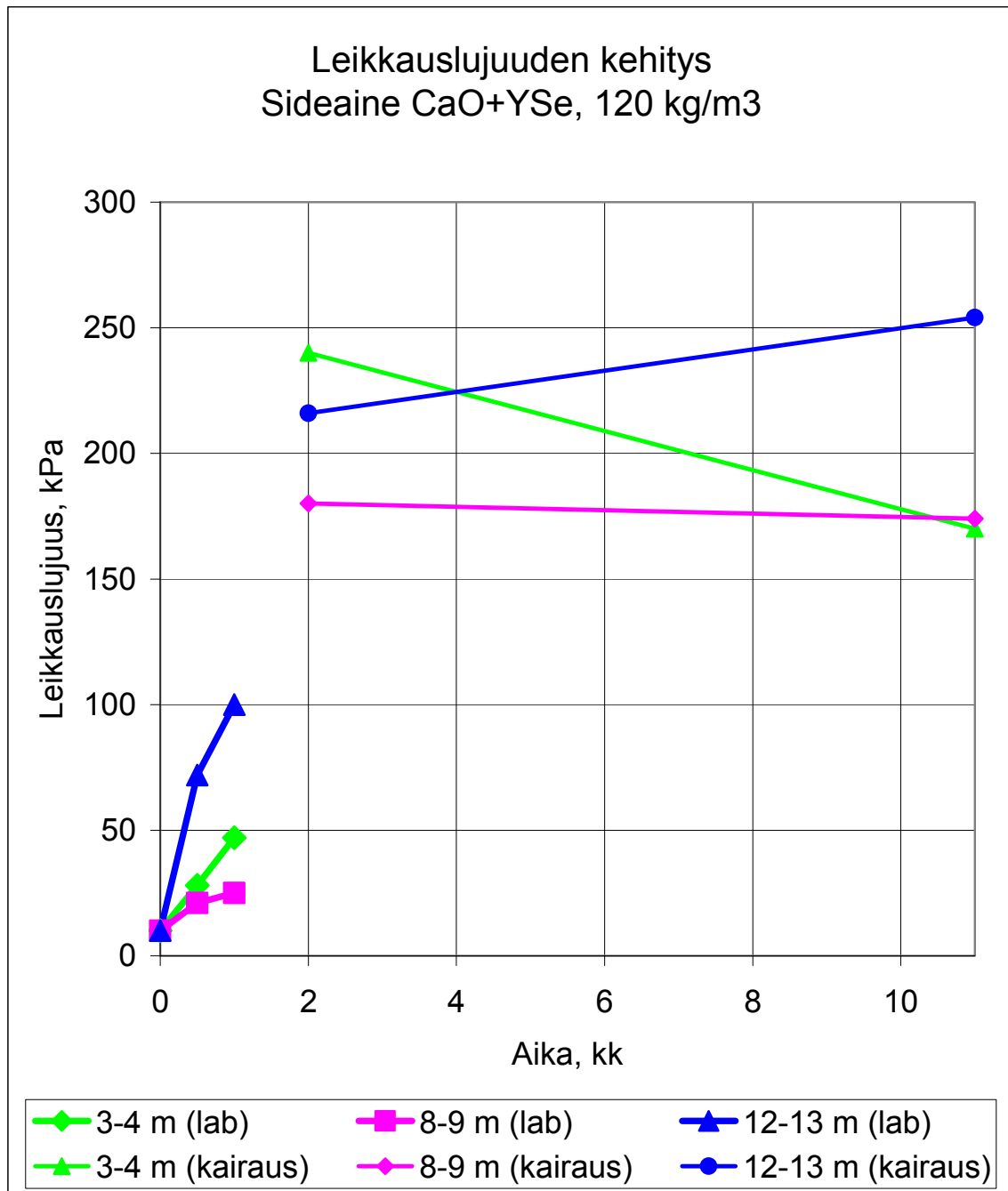
5.5. Pilarikairaukset

Ennen koepenkereen rakentamista koepenkereen alle tehtyjä pilareita koestettiin pilarikairauksilla 2,5 kk ikäisinä. Lyhyiden pilareiden alueelta koestettiin 6 ja pitkien pilareiden alueelta 6 pilaria. Leikkauslujuuden keskiarvodiagrammi on esitetty kuvassa 39. Leikkauslujuus ylitti tavoiteleikkauslujuuden 60 kPa ylintä 60 cm kerrosta lukuun ottamatta.



Kuva 39. Leikkauslujuuden keskiarvodiagrammi koekentillä 2B ja 2C, joiden alueelle koepenger rakennettiin. (Winqvist 2008)

Koepenkereen viereen tehdyllä koestabilointikentällä tutkittiin ajan vaikutusta leikkauslujuuden kehitykseen (kuva 40). Liejukerroksen leikkauslujuus oli vertailun suurin (240 kPa) 2 kuukauden ikäisinä testattuna, mutta se laski tutkimusaikana ja oli vertailun pienin (170 kPa) 11 kuukauden jälkeen tehdyissä kairauksissa. On mahdollista, että liejun sisältämät humushapot vaikuttavat ajan myötä pilarin lujuutta heikentävästi. Tosin testattu otos oli melko pieni, 11 kuukauden ikäisiä pilareita testattiin 6 kpl. Pilarikairauksia suositellaan tehtäväksi vähintään 10 kpl, jotta tulos olisi luotettava (Halkola 2008).



Kuva 40. Ajan vaikutus leikkauslujuuden kehittymiseen. Laboratoriokokeet Rambollin laboratoriossa. (Winqvist 2008)

5.6 Yhteenveto Suurpellon stabiloidun maan ominaisuuksista

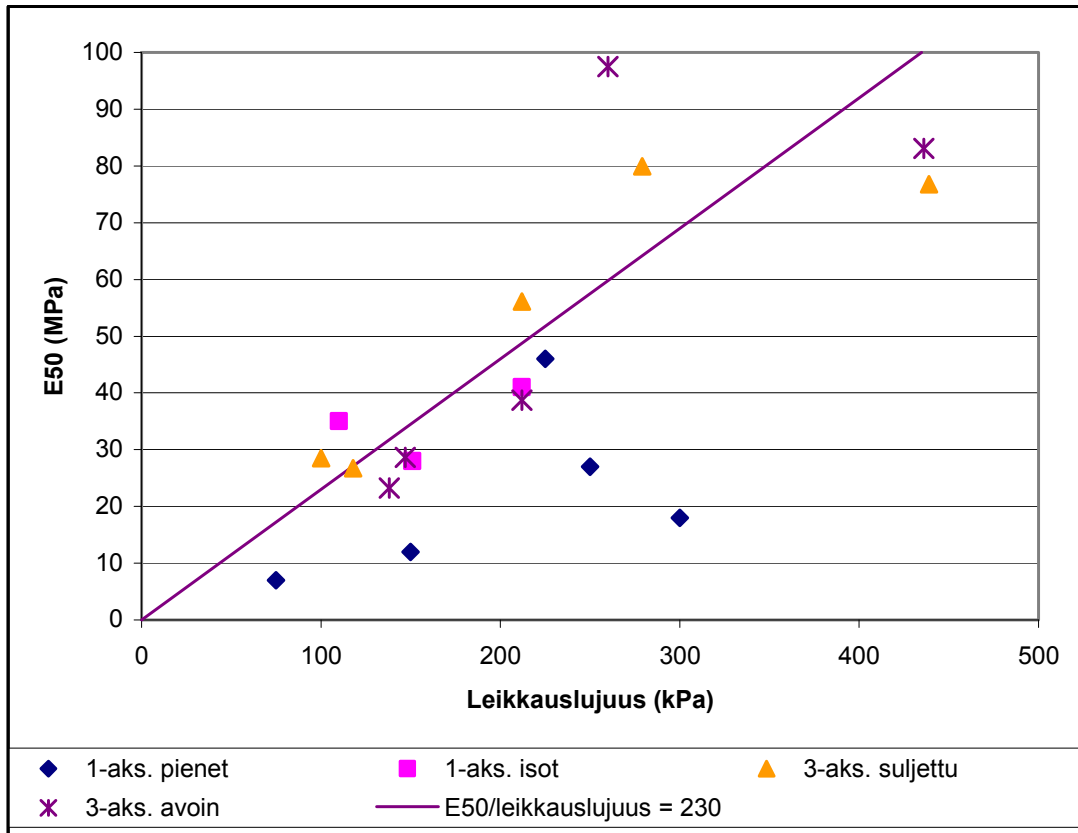
Puristus- ja kolmiakσιαalikokeista sekä pilarikairauksista saadut leikkauslujuudet olivat lähellä toisiaan lukuun ottamatta liejukerroksessa (2,56-3,07 m) tehtyjä kolmiakσιαalikokeita, joista saadut leikkauslujuudet olivat liki kaksinkertaisia puristus- ja pilarikairauksista saatuihin tuloksiin nähden (taulukko 12).

Pienille puristuslujuusnäytteille ($d = 20 \text{ mm}$, $h = 40 \text{ mm}$) tehdyistä kokeista saadut kimmomoduulit olivat pienempiä kuin isoille näytteille ($d = 50 \text{ mm}$, $h = 100 \text{ mm}$) tehdyistä kokeista saadut kimmomoduulit. Kolmiakσιαalikokeista saadut kimmomoduulit olivat sulfidikerroksessa samaa luokkaa kuin isoille näytteille tehdyistä puristuskokeista saadut kimmomoduulit. Syvällä olevassa savikerroksessa (15,5-16,17 m) kolmiakσιαalikokeista saadut kimmomoduulit olivat kaksinkertaisia verrattuna isolle näytteelle tehtyyn puristuskokeeseen ja yli nelinkertaisia verrattuna pienille koekappaleille tehtyihin puristuskokeisiin.

Taulukko 12. Puristus- ja kolmiakσιαalikokeista määritetyt leikkauslujuudet ja kimmomoduulit.

Syvyys (m)	Leikkauslujuus (kPa)					E (Mpa)			
	1-aks. pienet	1-aks. iso	3-aks. suljettu	3-aks. avoin	pilari- kairaus	1-aks. pienet	1-aks. iso	3-aks. suljettu	3-aks. avoin
2,56-3,07	225		439	436	250	46		77	83
6,4-7	75	110	100	138	200	7	35	29	23
10,5-11,17	150	151	118	147	150	12	28	27	29
12,5-13,17	250		212	212	220	27		56	39
15,5-16,17	300	212	279	260		18	41	80	98

Kimmomoduulin ja leikkauslujuuden suhde vaihteli isoille eli standardikokoisille koekappaleille ($d = 50 \text{ mm}$, $h = 100 \text{ mm}$) tehdyissä yksi- ja kolmiakσιαalikokeissa välillä 175-375 keskimääräisen suhteen ollessa n. 230 (kuva 41). Pienille koekappaleille ($d = 20 \text{ mm}$, $h = 40 \text{ mm}$) tehdyissä kokeissa suhde vaihteli välillä 60-204 keskimääräisen suhteen ollessa n. 110. Standardikokoisille koekappaleille tehtyjen kokeiden tulokset käyvät yksiin Åhnbergin ym. (1995) niin ikään standardikokoisille koekappaleille tehtyjen kokeiden tulosten kanssa, joiden mukaan suhde vaihteli välillä 200-400.



Kuva 41. Kimmomoduulit ja leikkauslujuus.

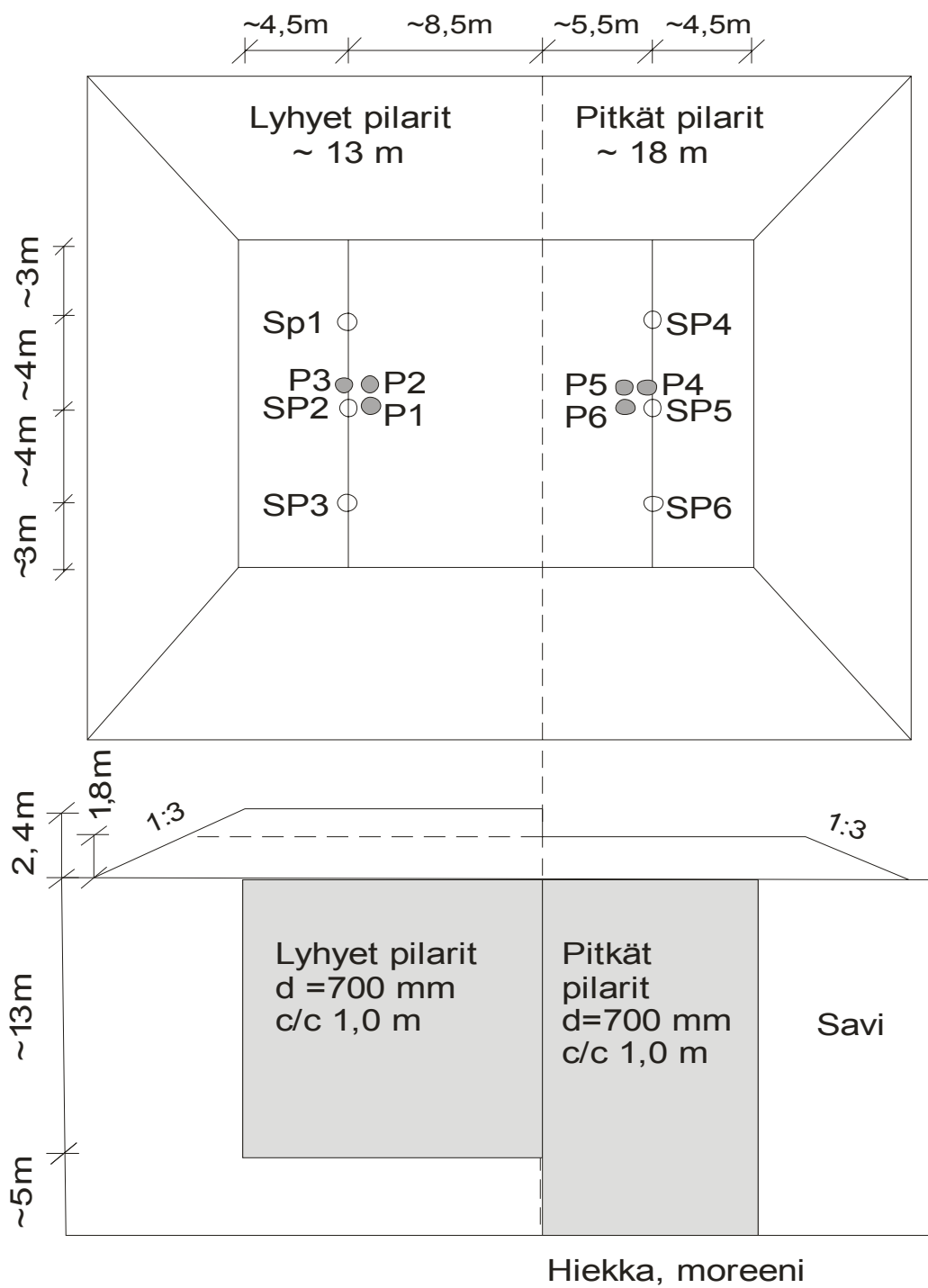
Sellipaine ja konsolidointi kolmiakselisellissä 2 viikon ajan vaikuttivat ratkaisevasti dilataatiokulmaan. 100 kPa ja 150 kPa sellipaineessa koestetuissa näytteissä ei tapahtunut dilataatiota. 50 kPa sellipaineessa koestetuissa näytteissä oli pieni dilataatiokulma. Sen sijaan kolmiakselisellissä konsolidoiduissa kokeissa, joissa sellipaine ja konsolidoinnissa käytetty pystyjännitys vastasi vallitsevaa jännitystä, dilataatiokulma ψ oli laskentavasta riippuen jopa 30°.

6. SUURPELLON SYVÄSTABILOITU KOEPENGER

6.1 Geometria ja instrumentointi

Painumien seuranta varten Suurpeltoon rakennettiin koepenger. Rakentamisen suoritti YIT Rakennus Oy. Koepenkereen sijainti on esitetty kuvassa 1. Osa penkereen alapuolisesta maasta oli stabiloitu kantavaan pohjaan ulottuvia n. 18 m pituisia pilareita käyttäen, osa määrämittaisia n. 13 m pituisia pilareita käyttäen (kuva 42). Pilareiden halkaisija oli 700 mm ja keskeltä keskelle –väli oli 1 m. Kantavaan pohjaan asti ulottuvien pilareiden osuudella penkereen korkeus oli 1,8 m. Määrämittaisten pilareiden osuudella penger rakennettiin ensin 2,4 m korkuiseksi. 11 kuukauden kuluttua penkereen rakentamisesta penger tasattiin 1,8 m korkuiseksi myös määrämittaisten pilareiden osuudelta.

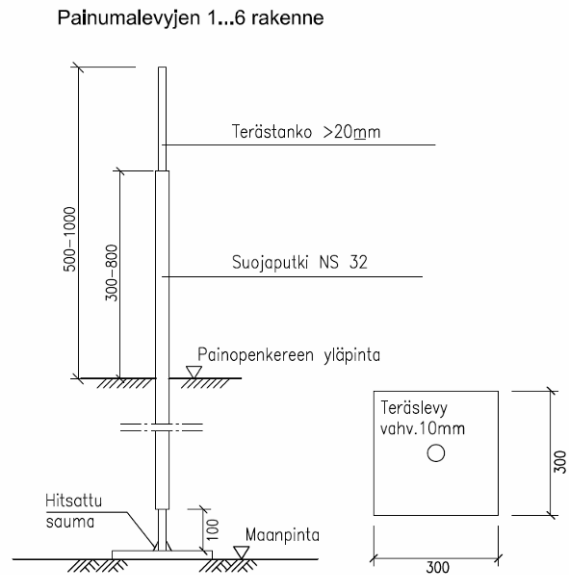
Penkereeseen asennettiin 6 painumalevyä, 3 määrämittaisten pilareiden ja 3 kantavaan pohjaan asti ulottuvien pilareiden osuudelle, sekä 6 huokospaineanturia, joista niin ikään 3 määrämittaisten pilareiden ja 3 kantavaan pohjaan asti ulottuvien pilareiden osuudelle (kuva 42). Huokospaineantureina käytettiin vanhanaikaisia manuaalisesti mitattavia kärkiä. Painumalevyt ja huokospaineanturit sijaitsevat pilareiden välisessä savessa. Kuvassa 43 on esitetty koepenkereen instrumentointi ja kuvassa 44 painumalevyn rakenne. Liitteessä 1 on esitetty koepenkereen instrumentointi tarkemmin. Liitteessä 1 esitettyjä painumaletkuja ei toteutettu.



Kuva 42. Koepenkereen mitat sekä painumalevyjen (SP 1-6) ja huokospaineantureiden (P1-P6) sijainnit (ei mittakaavassa).



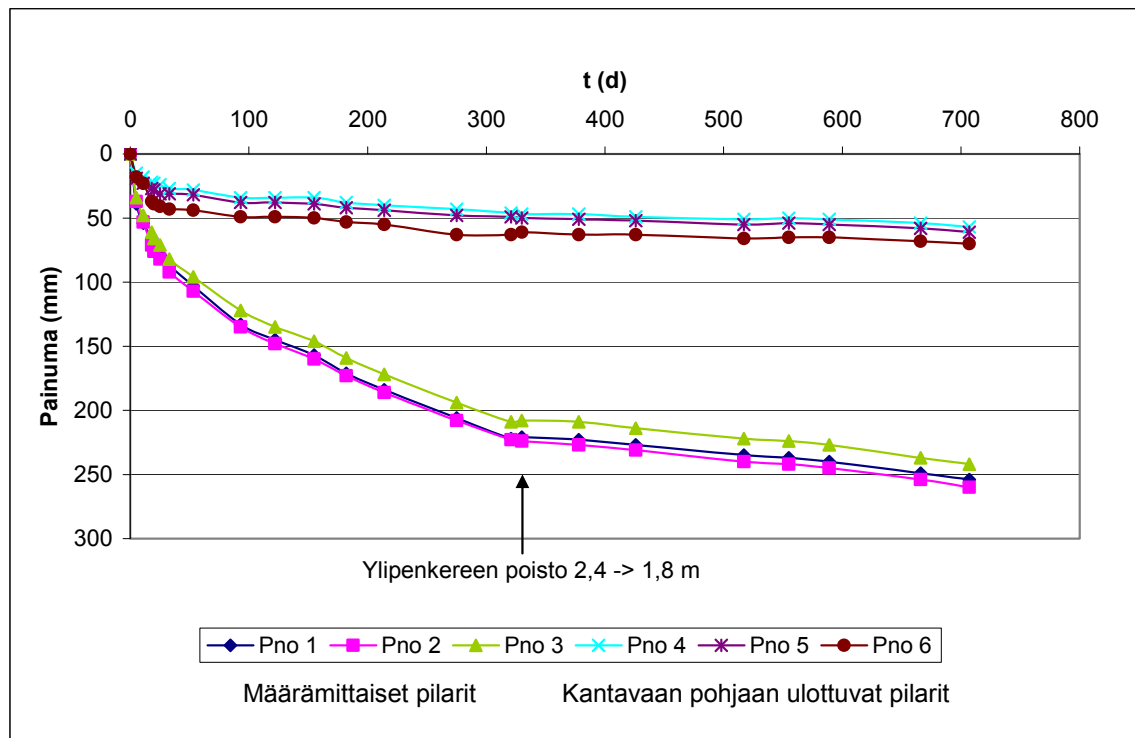
Kuva 43. Koestabilointikentän 2B (pilarit kantavaan pohjaan asti) instrumentointi. Keskellä huokosvedenpaineen seurantapiste kolmelta eri tasolta (kannelliset betonirenkaat) sekä painumaseurantapisteet 4, 5 ja 6. Taustalla siirretty Lukupuron uoma. (Winqvist 2008)



Kuva 44. Vasemmalla painumaseurantapiste 1, oikealla painumalevyyn rakenne. (Winqvist 2008)

6.2 Painumahavainnot

Painumahavainnot on esitetty kuvassa 45. Painumahavaintopisteet Pno 1-3 ovat määrämittaisten pilareiden alueella ja pisteet Pno 4-6 kantavaan pohjaan asti ulottuvien pilareiden alueella. Määrämittaisten pilareiden ylipenger poistettiin 330 vuorokauden kuluttua.



Kuva 45. Painumahavainnot.

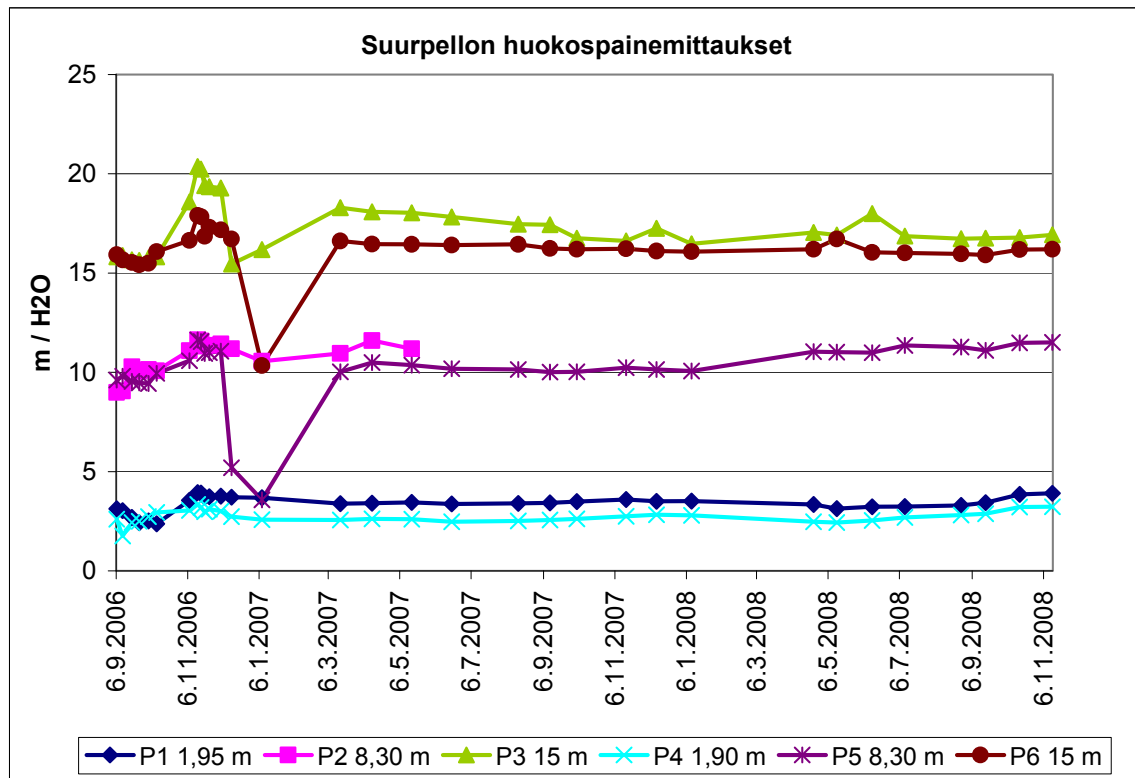
Kantavaan pohjaan asti ulottuvien pilarien painumasta suurin piirtein 50 % tapahtui ensimmäisen kuukauden aikana. Kantavaan pohjaan asti ulottuvat pilarit ovat painuneet viimeisen vuoden aikana n. 10 mm. Koepenkereen pohjoispuolelle rakennettiin havaintojakson loppupuolella koepenkereen korkuinen tiepenger, ja koepenkereen yli on ollut työmaaliikennettä, mikä saattaa osin selittää havaintojakson loppupuolen painumia.

Määrämittaisten pilareiden päällä ollut ylipenger poistettiin 330 vuorokauden kuluttua mittausten alusta. Ylipenkereen poisto aiheutti painumanopeuden hidastumisen. Havaintojakson loppupuolella painumanopeus lähti uudelleen pieneen kasvuun. Havaitut painu-

mat olivat ylipenkereen poiston jälkeen n. 220 mm ja 700 vrk jälkeen n. 260 mm. Asetetut painumaraja-arvot katurakenteille ovat 200 mm ja putkijohdoille 100 mm.

6.3 Huokospainemittaukset

Penkereen rakentaminen vuoden 2006 lopussa aiheutti huokospaineen nousua (kuva 46). Lukupuron sortuma 10.11.2006 näkyi pienenä huokospaineen laskuna. 8.1.2007 lieene tapahtunut mittausten lukuvirhe syvemmällä olevia mittalukemia otettaessa, muutoin huomattavaa huokospaineen tippumista syvemmällä olevissa mittauspisteissä on vaikea selittää. Havaintojakson loppupuolella tapahtunutta huokospaineen lievää nousua voi selittää koepenkereen pohjoispuolelle loka-marraskuussa rakennettu, koepenkereen korkeuinen tiepenger.



Kuva 46. Huokospainemittaukset Suurpellossa.

7. LASKENTA

7.1 Määrämittainen syvästabilointi

7.1.1 Yleistä

Määrämittaisella syvästabiloinnilla tarkoitetaan syvästabilointia, joka ei ulotu painuvan maakerroksen alarajaan, vaan sen alle jätetään painuvia maakerroksia. Kuten painuvan kerroksen alarajaan ulottuvalla syvästabiloinnilla, määrämittaisella syvästabiloinnilla pyritään lisäämään vakavuutta ja vähentämään painumia. (Tiehallinto 2001).

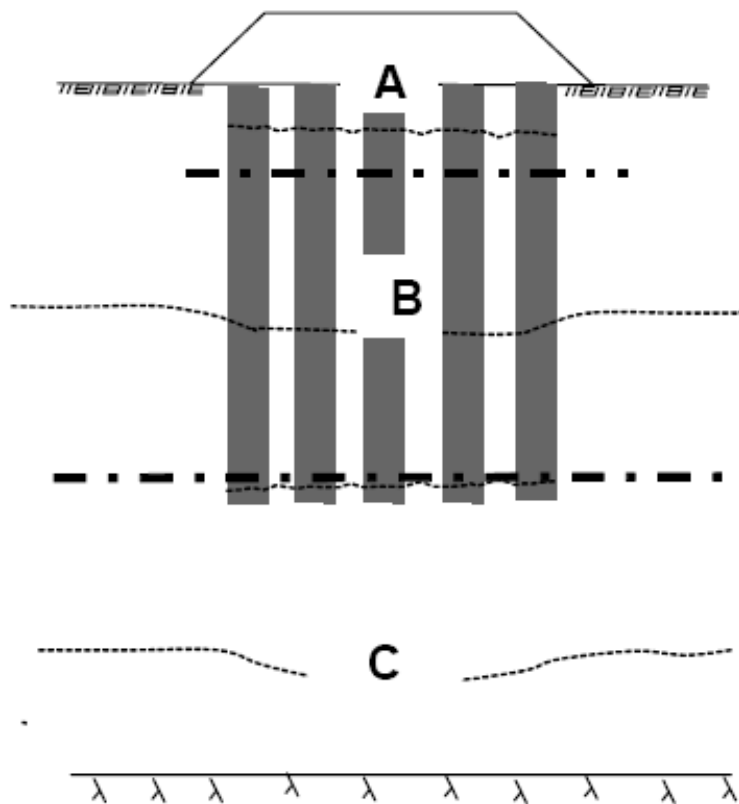
Määrämittainen syvästabilointi soveltuu parhaiten kohteisiin, joissa painuvien savikerrosten paksuus on suuri ja painuman kannalta kriittiset kerrokset ovat savikon yläosassa. Määrämittaista syvästabilointia on käytetty erityisesti siirtymärakenteissa sekä jonkin verran teiden pohjanvahvistuksessa. (Tiehallinto 2001).

Maakerroksia, joiden suljettu leikkauslujuus on alle 15 kPa tai vesipitoisuus on yli 100 % tai humuspitoisuus on yli 2 %, ei saa jättää määrämittaisen syvästabiloinnin alapuolelle. Määrämittaista syvästabilointia käytettäessä pilareiden mitoittavana leikkauslujuutena saa käyttää enintään arvoa 120 kPa. Määrämittaisten pilareiden alapuolisten painuvien kerrosten ominaisuudet on tutkittava sekä CPTU-kairauksin että näytteenotolla. (Tiehallinto 2001).

7.1.2 Pilareilla vahvistetun maan jako osiin

Määrämittaisen pilaroinnin painuma jaetaan perinteisesti kahteen osaan: pilaroidun osan painumaan sekä pilaroidun osan alapuolisen saven painumaan (Tiehallinto 2001). Ruotissa kehitetyssä uudessa laskentamallissa (Alén ym. 2006) kalkkisementtipilareilla vahvistettu maa jaetaan kolmeen pääosaan (kuva 47), jotka ovat

- A siirtymävyöhyke penkereen ja vahvistetun maan välillä
- B kalkkisementtipilariblokki, eli pilareilla vahvistettu osuus sisältäen pilareiden välissä olevan vahvistamattoman maan
- C kalkkisementtipilariblokin alla oleva vahvistamaton maa



Kuva 47. Kalkki-sementtipilareilla vahvistetun maan jako pääosiin. (Alén ym. 2006)

Suhteellisesti suuri osuus painumista tapahtuu usein siirtymävyöhykkeessä, kuten myös painumaerot pilareiden ja niiden välissä olevan maan välillä. Ruotsalaisessa tutkimuksessa koepenkereiden alla painumat olivat kahden metrin syvyyteen asti 50 – 150 mm, joka oli noin kolmannes kokonaispainumista. (Alén ym. 2006)

Pilarien laatu on usein, mutta ei läheskään aina, huono pilareiden yläosassa. Tämä on haitallista silloin, kun sallitaan vain hyvin pieniä painumia ja pilarien huonoa laatua kompensoivaa kuivakuorta ei ole. Pilarien laadunvaihtelun takia ei ole mahdollista kehittää tarkkaa laskentamenetelmää pilarien yläosissa. Pilarien yläpään riittämätön lujuus saattaa johtua myös riittämättömästä vaakasuuntaisesta tuesta. (Olsson ym. 2009)

Painumat siirtymävyöhykkeessä tapahtuvat yleensä melko pian kuormituksen jälkeen, minkä vuoksi esikuormitus voi olla hyödyllistä. Toisaalta esikuormitus voi aiheuttaa pilarien yläosien murtumisriskin ylikuormituksen takia, mikä on haittapuoli mikäli pilarit eivät ole sitkeitä murtumiskäyttäytymiseltään. (Alén ym. 2006)

7.1.3 Pilaroidun osan painuma

Pilarien ja maan kuormitusten jakautuminen riippuu pilarien ja maan muodonmuutosmoduulien suhteesta. Periaatteena on, että maa ja pilarit painuvat yhtä paljon, ja kuormituksen jakautuminen pilarille ja maalle lasketaan sen mukaisesti. Pilarin ja maan painumat syvästabiloidulla alueella saadaan kaavojen 11 ja 12 mukaisesti. Tarkastelu on iteratiivinen. (Tiehallinto 2001)

$$s_p = \sum \frac{\sigma_p}{E_p} \cdot \Delta h = \sum \frac{q_1}{a \cdot E_p} \cdot \Delta h \quad (11)$$

$$s_m = \sum \frac{\sigma_m}{M} \cdot \Delta h = \sum \frac{q_2}{(1-a) \cdot M} \cdot \Delta h \quad (12)$$

missä

s_p on pilarin painuma

s_m maan painuma

q_1 pilarille tuleva kuorma

q_2 maalle tuleva kuorma

a pilarien suhteellinen pinta-ala, kaava 13

E_p pilarien muodonmuutosmoduuli

M maan kokoonpuristuvuusmoduuli, kaava 14

Δh pilaroidun maakerroksen paksuus

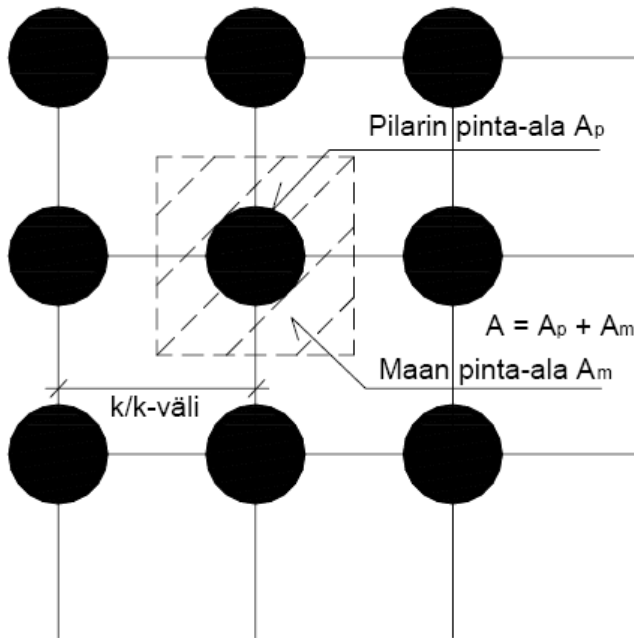
$$a = \frac{A_p}{A_p + A_m} \quad (13)$$

missä

a on pilarien suhteellinen pinta-ala

A_p pilarin pinta-ala

A_m maan pinta-ala, ks. kuva 48



Kuva 48. Pinta-alojen A , A_p ja A_m määrittäminen. (Tiehallinto 2001)

$$M = m \cdot 100 \cdot \left(\frac{\sigma}{100} \right)^{1-\beta} \quad (14)$$

missä

M on maan kokoonpuristuvuusmoduuli

m moduuliluku

σ maassa vallitseva pystyjännitys

β jännityseksponentti

Kun lähdetään oletuksesta, että pilarien kuormitus ei ylitä myötörajaa, saadaan painuma kaavan 5 mukaisesti (Impe 1989):

$$s = \frac{q}{a \cdot E_p + (1-a)M} \cdot \Delta h \quad (15)$$

Määrämittaiset pilarit mitoitetaan yleensä kimmoisina (Tiehallinto 2001). Mikäli myötöraja kuitenkin ylitetään, lasketaan pilareille tuleva kuormitus kaavan 16 mukaisesti (Broms 1993):

$$q_1 = \frac{NQ_{creep}^{col}}{BL} \quad (16)$$

missä

q_1 on pilareille tuleva kuorma

N pilarien lukumäärä

Q_{creep} pilarin myötökuorma

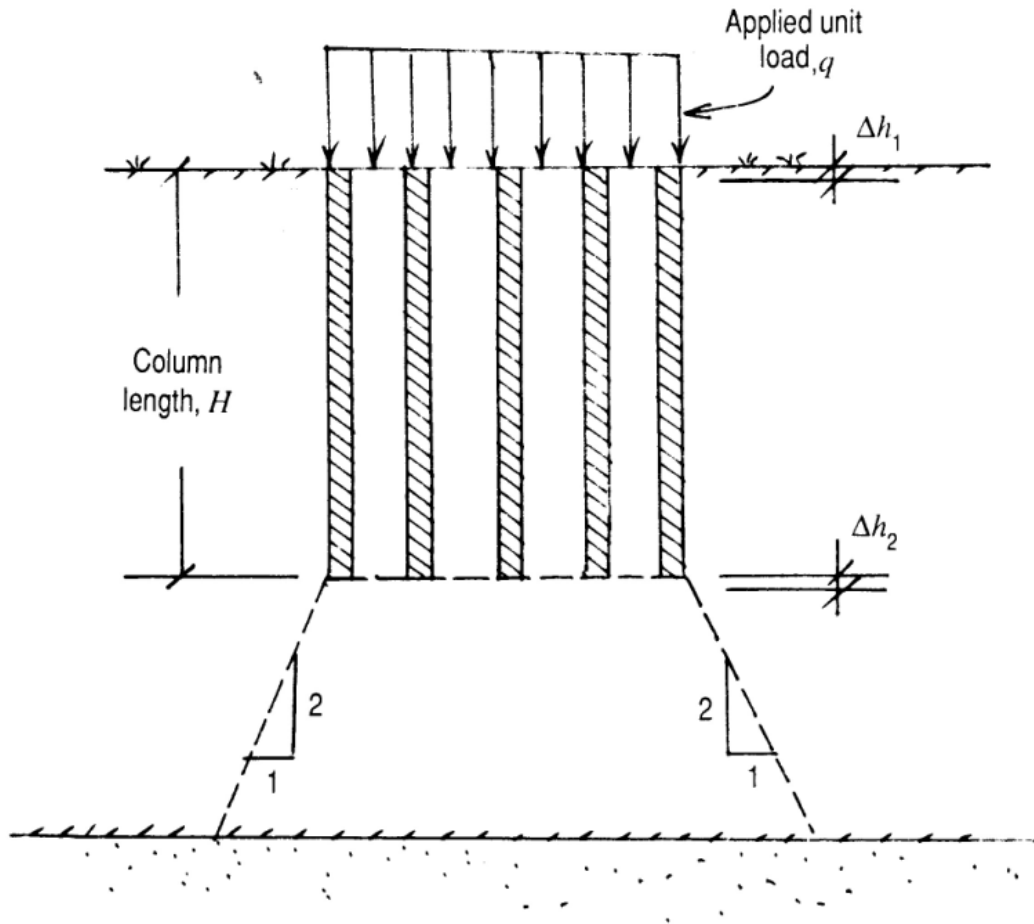
B pilarikentän leveys

L pilarikentän pituus

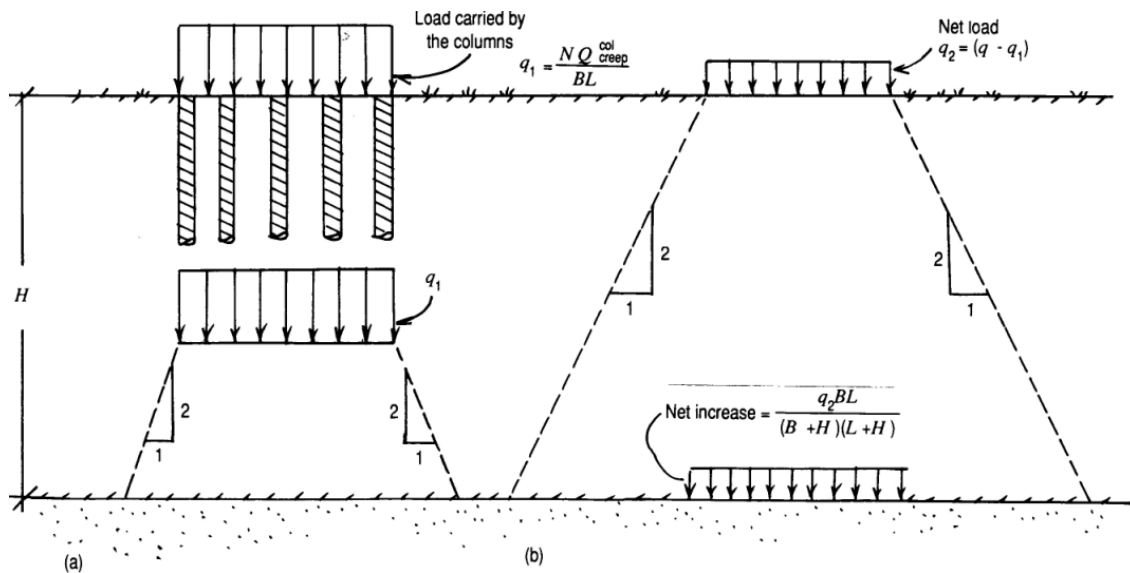
Jäljelle jäävä kuormitus $q_2 = q - q_1$ tulee ympäröivän saven kuormaksi (kuva 50b).

7.1.4 Pilaroidun osuuden alapuolisen saven painuma

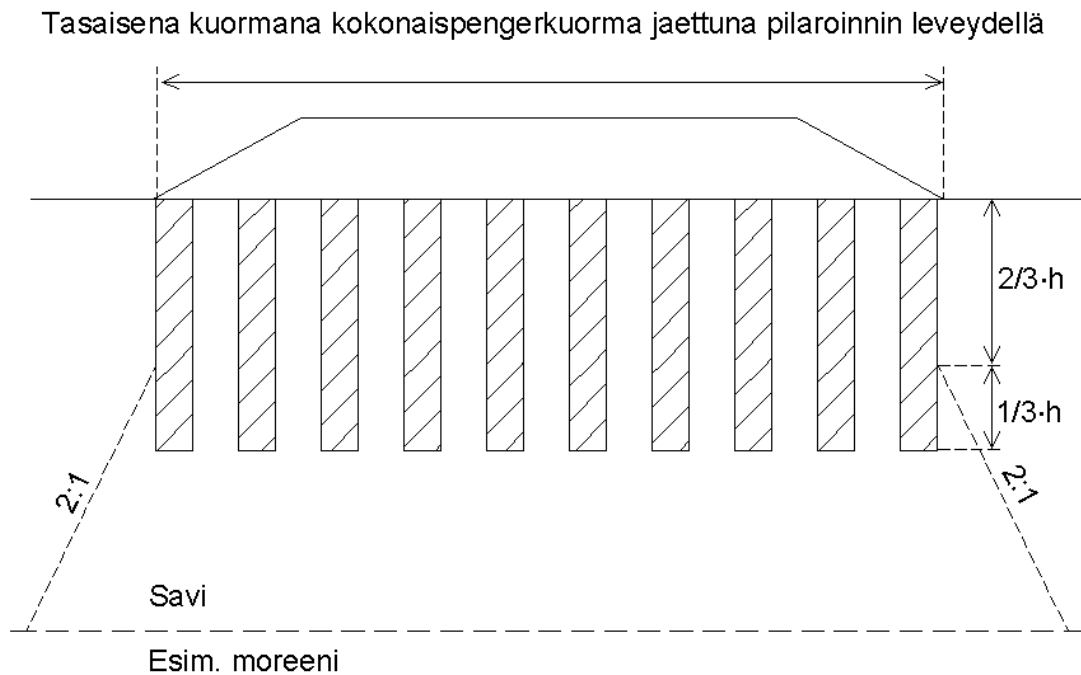
Pilaroidun osuuden alapuolisen saven painuma voidaan laskea esim. tangentialmoduulimenetelmällä. Kuorman jakautumisen on perinteisesti arvioitu tapahtuvan 2:1 – menetelmällä (kuva 49). Kuvassa 50 on esitetty kuorman jakautuminen, kun pilareiden myötöraja ylittyy. Tiehallinnon Syvästabiloinnin suunnitteluohjeessa (2001) kuorman jakautumisen 2:1 –menetelmällä oletetaan alkavan jo syvyydellä 2/3 pilaripituudesta (kuva 51).



Kuva 49. Kuorman jakautuminen 2:1 – menetelmällä, kun pilareiden myötöraja ei ylitä. (Broms 1993)



Kuva 50. Kuorman jakautuminen, kun pilareiden myötöraja ylittyy. (Broms 1993)



Huom! Jos täyttö on huomattavasti laajempi kuin pilarointi, ei kuormituksen voida olettaa pienenevän syvyyden kasvaessa.

Kuva 51. Jännitysten jakautuminen määrämittaisen pilaroinnin alapuolella. (Tiehallinto 2001)

2:1 -menetelmä lähtee olettamuksesta, että kalkki-sementtipilariblokin sisällä ei ole kuormansiirtoa ympäröivään maahan. Tämä on järkeenkäypä oletamus painuvien kerrosten alapintaan asti ulottuvilla pilareilla, mutta se on selkeästi konservatiivinen määrämittaisia pilareita käytettäessä. 2:1 – menetelmän pitäisikin olla ääritapaus, pystyjännityksen lisäyksen yläraja kalkki-sementtipilariblokin sisällä. (Alén ym. 2006).

Alénin ym. (2006) tekemien FEM-laskelmien mukaan

- maan vahvistus kalkkisementtipilareilla johtaa jännitysten keskittymiseen pilareidun alueen keskiosaan
- määrämittaisten pilareiden käyttö johtaa kuorman siirtymiseen periaatteessa suoraan maanpinnasta lähtien ja sen jälkeen vaiheittaiseen siirtymiseen ympäröivään maahan

- määrämittaisten pilareiden käyttö vastaa vaikutustavaltaan paaluperustusta, eli pilareista tapahtuu kuorman siirtoa ympäröivään maahan pilaroidulla osuudella
- pystyjännitysmuutokset vaihtelevat välillä Boussinesqin malli äärettömälle puoliavaruudelle (ottaen huomioon kovan pohjan olemassaolo) ja olemassa olevan konservatiivisen 2:1 -laskentakäytännön välillä. Normaalisti pystyjännitysmuutokset ovat huomattavasti lähempänä Boussinesqin mallia.

7.2 Laskenta Kalkkipilariohje KPO 2000 -ohjelmalla

7.2.1 KPO 2000 –ohjelman laskentaperiaatteet

Kalkkipilariohje KPO 2000 on Espoon kaupungin syvästabiloinnin mitoitusohjelma. Periaatteena KPO 2000 - ohjelmassa on, että pilarit ja maa painuvat yhtä paljon. Kokonaiskuormitus jaetaan siten, että tämä toteutuu. Mikäli pilarit myötäävät, siirtyy myötöjännityksen ylittävä kuorma aina maapohjalle. Painuma lasketaan tällöin maapohjan painuman mukaan. Pilarit voivat olla myötääviä tai myötäämättömiä, ja tämä voi vaihdella pilarin matkalla. Laskennan alussa ei tiedetä, ovatko pilarit myötäämättömiä vai eivät. Kuormitusjakauma muuttuu pilarin pituuden matkalla. Painumisnopeus lasketaan olettamalla, että pilarit toimivat pystyjoina. Painumat lasketaan kaavoilla 11 ja 12. (Länsivaara 2002).

KPO 2000 –ohjelma ei laske määrämittaisten pilareiden alla olevan saven painumisnopeutta. Laskennassa saven painumisnopeus arvioitiin Janbun (1970) esittämällä tavalla. Painuman jakautuma oli KPO-ohjelman mukaan tapauksien A ja B yhdistelmä (Janbu 1970, Rantamäki ym. 1979). KPO 2000 –ohjelmassa ei ole mahdollista ottaa huomioon määrämittaisten pilareiden alueella ollutta ylipengertä.

7.2.2 Pilareiden vedenläpäisevyys ja KPO 2000

KPO 2000:ssa sekä vastaavassa ruotsalaisessa Limeset-ohjelmassa lähtöoletuksena on, että pilarit toimivat pystyjoina. Alén ym. (2006) esittävät, että kalkkisementtipilareita käytettäessä Limeset-ohjelmassa tulisi käyttää todellista suurempaa, fiktiivistä arvoa pila-

reiden vedenläpäisevyydelle, jotta ohjelmalla laskettu pilareiden painumisnopeus vastaisi havaittua painumisnopeutta. Muutoin painumisnopeutta aliarvioidaan, koska Limeset-ohjelma ei ota huomioon pilareiden jäykkyyttä painumisnopeuden laskennassa.

Jotta pilari toimisi pystyोजना, tulee pilarin vedenläpäisevyyden olla vähintään 300 -kertainen stabiloimattomaan maahan nähden. Carlstenin (1994) mukaan kalkki-sementillä stabiloidun maan vedenläpäisevyys on kokemuseräisesti 400-800 kertaa maan vedenläpäisevyyttä suurempi. Bakerin (2000) tutkimusten mukaan laboratoriossa saatu vedenläpäisevyys oli 3-25 -kertainen luonnontilaiseen vedenläpäisevyyteen verrattuna ja in-situ kokeessa koepenkereen alla havaittiin pilareiden vedenläpäisevyyden olevan 10-100 -kertainen verrattuna stabiloimattomaan saveen.

Suurpellon stabiloidulle savelle tehtyjen ödometrikokeiden mukaan vedenläpäisevyys oli $0,07 \cdot 10^{-9}$ m/s - $14,6 \cdot 10^{-9}$ m/s, eli vedenläpäisevyys oli 0,19-13 -kertainen luonnontilaiseen saveen verrattuna. Kantavaan pohjaan asti ulottuvilla pilareilla 13-kertaista vedenläpäisevyyttä käyttäen konsolidaatioasteen 95 % saavuttamiseksi tarvittaisiin liki 15 vuotta ja 50 % konsolidaatioasteen saavuttamiseksi liki 3,5 vuotta. Tehtyjen mittausten mukaan kantavaan pohjaan ulottuvien pilareiden painumasta valtaosa tapahtui suurin piirtein kuu-kauden aikana. Toisen vuoden aikana kantavaan pohjaan asti ulottuvat pilarit ovat painuneet noin 10 mm. Näin ollen todellista konsolidoitumisnopeutta paremmin vastaavan tuloksen saamiseksi on aiheellista käyttää laboratoriokokeissa saatua vedenläpäisevyyttä huomattavasti suurempaa arvoa. On ilmeistä, että laboratoriossa näytteestä tulee oleellisesti homogeenisempi kuin pilareita maahan tehtäessä ja vastaavasti pilareiden vedenläpäisevyys on laboratorionäytteitä suurempi.

7.2.3 KPO 2000 –ohjelmassa käytetyt parametrit

Laskennassa käytettiin pilarikairauksessa saatuja keskiarvolujuuksia kussakin kerroksessa sekä kimmomoduuleja, jotka olivat varovainen keskiarvo suurten koekappaleiden puristuskokeissa saaduista kimmomoduuleista. Liejukerroksesta ei ollut tehty puristuskoeetta suurelle koekappaleelle. Liejukerroksessa käytettiin kimmomoduulia, joka saatiin kokei-

lemalla Plaxis-ohjelmalla, kun haettiin laskentatulosta, joka vastasi havaittuja painumia. Liejukerroksen käytetty kimmomoduuli oli pienempi kuin kolmiaksaali- ja puristusko-keista saadut tulokset. Käytetyt parametrit on esitetty taulukossa 13.

Taulukko 13. KPO 2000 –ohjelmassa käytetyt parametrit.

Syvyys	Maan parametrit						Pilareiden parametrit	
	γ kN/m ³	POP kPa	m	β	m_2	β_2	τ_p kPa	E_p Mpa
0-6 m	12,5	3,0	7,6	-0,2	60	1,0	250,0	30
6-11 m	14	7	6,4	-0,3	60	1,0	140,0	27
11-18 m	15	12	4,5	-0,7	60	1,0	230,0	40

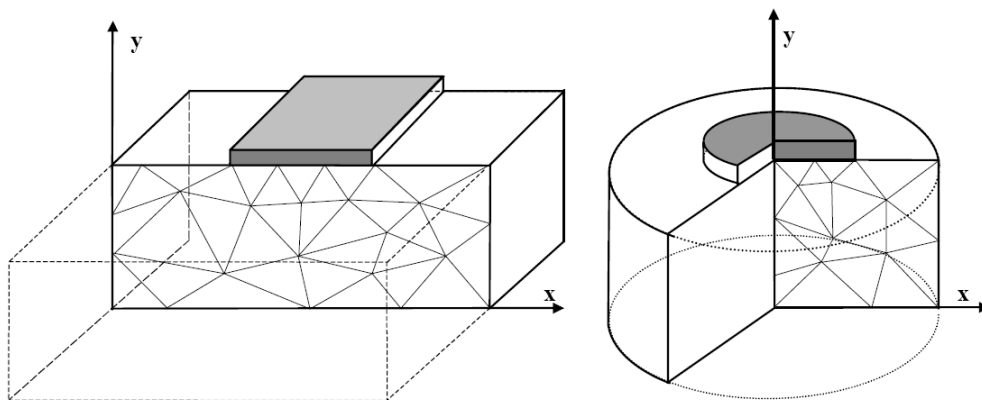
Kuivatuksen oletettiin olevan 2-puolinen kantavaan pohjaan ulottuvia pilareita käytettäessä ja 1-puolinen määrämittäisiä pilareita käytettäessä. Maan vaakasuuntaisena konsoli-daatiokertoimena käytettiin arvoa $c_h = 1 \text{ m}^2/\text{a}$.

7.3 Laskenta Plaxis-ohjelmalla

7.3.1 Yleistä

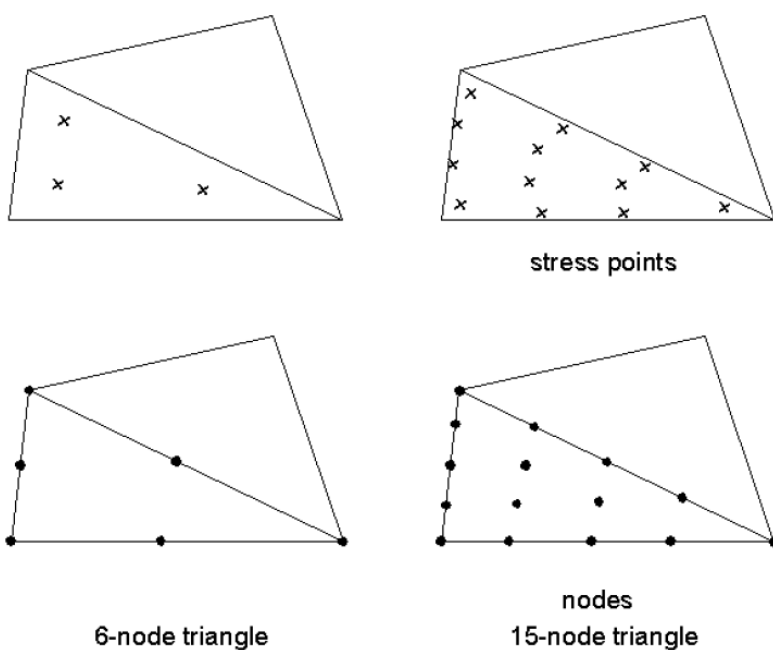
Laskennassa käytettiin Plaxis 2D –ohjelman versiota 8.6. Plaxis-ohjelma perustuu elementtimenetelmään. Ohjelmassa on erilaisia maamalleja. Laskennassa käytettiin pilareita mallinnettaessa kimmoplastista Mohr-Coulombin mallia ja pehmeitä maakerroksia mallinnettaessa Soft Soil Creep –mallia.

Muodostettava malli voi olla joko taso- tai pyörähdyssymmetrinen malli (kuva 52). Laskennassa käytettiin pyörähdyssymmetristä mallia, jossa mallinnettiin yksi pilari ja yhden pilarin vaikutusalaa vastaava osuus maasta. (Brinkgreve & Broere 2006)



Kuva 52. Taso- ja pyörähdysymmetriset mallit (Brinkgreve & Broere 2006).

Muodostettu malli jaetaan tasoelementteihin. Käyttäjä voi valita 6- tai 15-solmuisen kolmioelementin (kuva 53). Tulokset ovat tarkempia 15-solmuista kolmioelementtiä käytettäessä. Elementtien rajapinnalla on solmupisteitä. Elementit muodostavat elementtiverkon. 15-solmuisessa elementissä on rajapinnan solmupisteiden lisäksi solmupisteitä elementin sisäpuolella. Elementtien sisäpuolella on numeeriseen integrointiin liittyviä pisteitä, joissa lasketaan muun muassa muodonmuutokset ja jännitykset. (Brinkgreve & Broere 2006).



Kuva 53. 6- ja 15-solmuiset elementit (Brinkgreve & Broere 2006).

7.3.2 Käytetyt maamallit

Mohr-Coulombin malli on ideaalisesti kimmoplastinen maamalli. Parametreinä syötetään kimmomoduuli E , Poissonin luku ν , kitkakulma ϕ , koheesio c sekä dilataatiokulma ψ .

Soft Soil Creep – malli perustuu viskoplastisuuteen. Mallia voidaan käyttää pehmeiden maakerrosten ajasta riippuvan käyttäytymisen mallintamiseen. Malli sisältää primaari- ja sekundaaripainuman. Mallin lujuusparametreinä syötetään kitkakulma ϕ , koheesio c sekä dilataatiokulma ψ . Jäykkyysparametrejä ovat modifioitu ylikonsolidoituneen osan parametri κ^* , modifioitu normaalisti konsolidoituneen osan parametri λ^* sekä virumaindeksi μ^* . Jäykkyysparametrit on määritetty kaavoissa 17-19. (Brinkgreve & Broere 2006, Vepsäläinen 2008)

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} \quad (17)$$

missä

κ on Modified Cam Clay – mallin ylikonsolidoituneen osan parametri, kaava 8b

e huokosluku

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} \quad (18)$$

λ on Modified Cam Clay – mallin normaalisti konsolidoituneen osan parametri, kaava 8a

e huokosluku

$$\mu^* = \frac{C_{\alpha\varepsilon}}{\ln 10} \quad (19)$$

missä

$C_{\alpha\varepsilon}$ on sekundaaripainuman kerroin

7.3.3 Plaxis-ohjelmassa käytetyt parametrit

Pehmeiden maakerrosten mallintamisessa käytetyt parametrit on esitetty taulukossa 14. Määrämittaisilla pilareilla suurin osa painumasta tapahtuu pilaroidun osuuden alapuolella. Alkuperäisillä parametreillä painumanopeus alussa oli havaittua painumaa pienempi,

ensimmäisen vuoden aikana laskettu painuma oli 46 mm pienempi kuin mitattu painuma. Saven λ -arvon kasvattamista arvosta 0,8 arvoon 0,9 kasvatti loppupainumaa, mutta ei vaikuttanut painumiin ensimmäisten vuosien aikana, joten parametrin λ arvoksi jätettiin 0,8. Sen sijaan kasvattamalla pilareiden alapuolella olevan saven vedenläpäisevyyttä (arvosta $0,6 \cdot 10^{-9}$ m/s arvoon $1,2 \cdot 10^{-9}$ m/s) saatiin lasketut painumat lähemmäksi havaittuja painumia.

Ero lasketun ja havaitun painuman välillä saattaa selittyä myös pilarin yläosan huonosta laadusta johtuvalla painumalla. Pilarin ja penkereen välisen siirtymävyöhykkeen painumaa on mahdotonta ennustaa tarkasti.

Taulukko 14. Savi- ja liejukerrostien mallintamisessa käytetyn Soft Soil Creep – mallin parametrit.

Syvyys	γ kN/m ³	ϕ °	c' kPa	ψ °	$k_y \cdot 10^{-9}$ m/s	$k_x \cdot 10^{-9}$ m/s
0-6 m	12,5	15	7	0	1,0	3,0
6-11 m	14	18	13	0	0,8	2,4
11-18 m	15	20	6	0	1,2	3,6

Syvyys	λ	κ	e	λ^*	κ^*	$C_{\alpha\epsilon\max}$	μ^*
0-6 m	0,80	0,070	4,25	0,152	0,013	0,0330	0,0143
6-11 m	0,68	0,044	3,00	0,170	0,011	0,0200	0,0087
11-18 m	0,80	0,040	2,65	0,219	0,011	0,0140	0,0061

Kantavaan pohjaan asti ulottuvien pilareiden painuma oli alkuperäisillä parametreilla havaittua painumaa pienempi. Pientämällä kimmomoduulin E arvoja pilarin yläpäässä saatiin painumat lähelle havaittuja painumia. Painumisnopeus vastasi havaittuja painumia, kun käytettiin pilareiden vedenläpäisevyytenä kymmenkertaista arvoa verrattuna stabiloimattoman maan vedenläpäisevyyksiin. Mohr-Coulombin mallin parametrit on esitetty taulukossa 15.

Taulukko 15. Pilarin mallintamisessa käytetyn Mohr-Coulombin mallin parametrit.

Syvyys	γ kN/m ³	ϕ °	c' kPa	ψ °	$k_y \cdot 10^{-9}$ m/s	$k_x \cdot 10^{-9}$ m/s	E Mpa	ν
0-6 m	12,5	31	82	2	10,0	30,0	30	0,2
6-11 m	14	21	71	2	8,0	24,0	27	0,2
11-18 m	15	31	82	2	6,0	18,0	40	0,2

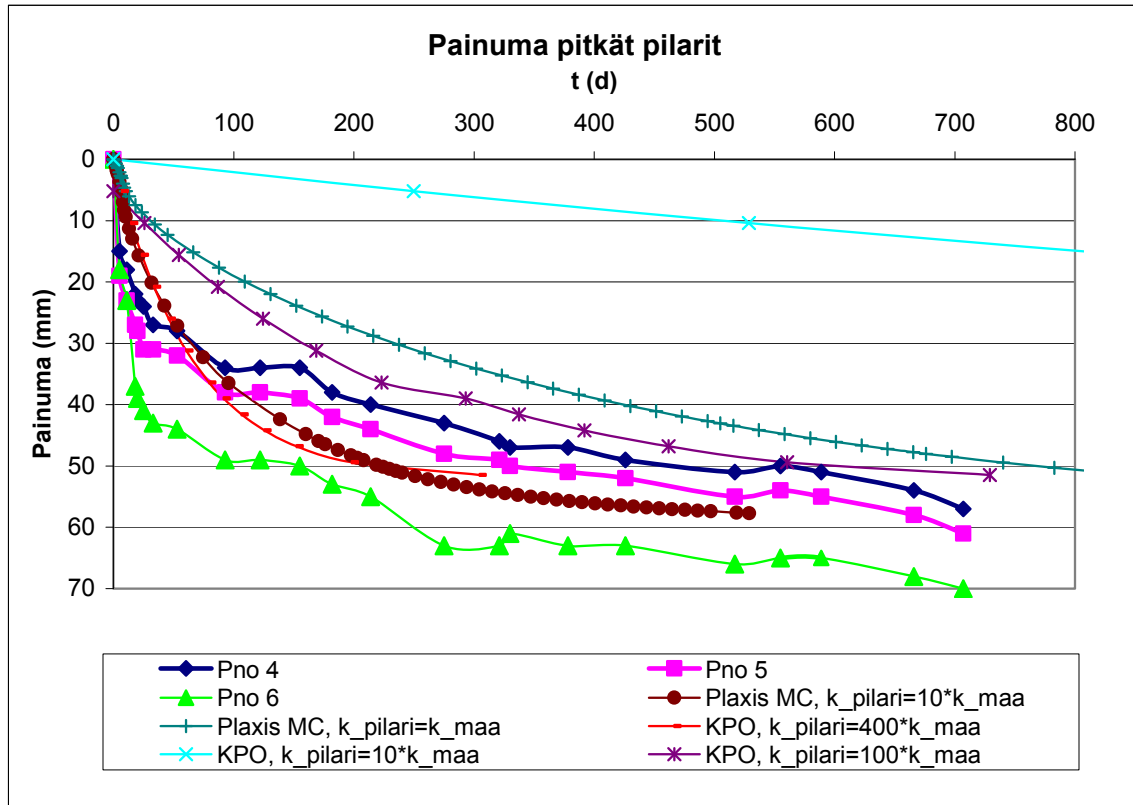
8. TULOKSET

8.1 Kantavaan pohjaan ulottuvat pilarit

KPO 2000 – ohjelmalla kokonaispainumaksi kantavaan pohjaan asti ulottuvilla pilareilla saatiin 43 mm. Plaxis – ohjelmalla kokonaispainumaksi saatiin 58 mm.

KPO 2000 –ohjelmassa muodonmuutos yläosan liejukerroksessa sekä alaosan savikerroksessa oli n. 0,2 % ja sulfidikerroksessa n. 0,3 % pilarin pituudesta. Plaxis-ohjelmalla pystysuora muodonmuutos oli liejukerroksessa luokkaa 0,4 %, sulfidikerroksen yläosassa luokkaa 0,4 % ja sulfidikerroksen alaosassa luokkaa 0,5 %, sekä savikerroksessa luokkaa 0,25 % (liite 2).

Laskettu painumisnopeus vastasi Plaxis-ohjelmassa parhaiten havaittuja painumia käyttämällä pilareiden vedenläpäisevyytenä kymmenkertaista vedenläpäisevyyttä ja KPO-ohjelmassa 400-kertaista vedenläpäisevyyttä luonnontilaisen maan vedenläpäisevyyteen verrattuna. Kun KPO-ohjelmassa käytti pilareiden vedenläpäisevyytenä kymmenkertaista vedenläpäisevyyttä luonnontilaisen maan vedenläpäisevyyteen verrattuna, painuma oli 500 vuorokauden jälkeen 10 mm, kun se oli samaa vedenläpäisevyyksien suhdetta käytettäessä Plaxis-ohjelmalla 57 mm. Painumahavaintojen mukaan pengeri oli painunut samana ajankohtana 50-65 mm. Kuvassa 54 on esitetty lasketut ja havaitut painumat sekä pilarien ja maan vedenläpäisevyyksien suhteen vaikutus laskentaan.



Kuva 54. Lasketut ja havaitut painumat sekä pilareiden ja maan vedenläpäisevyyksien suhteen vaikutus laskentaan.

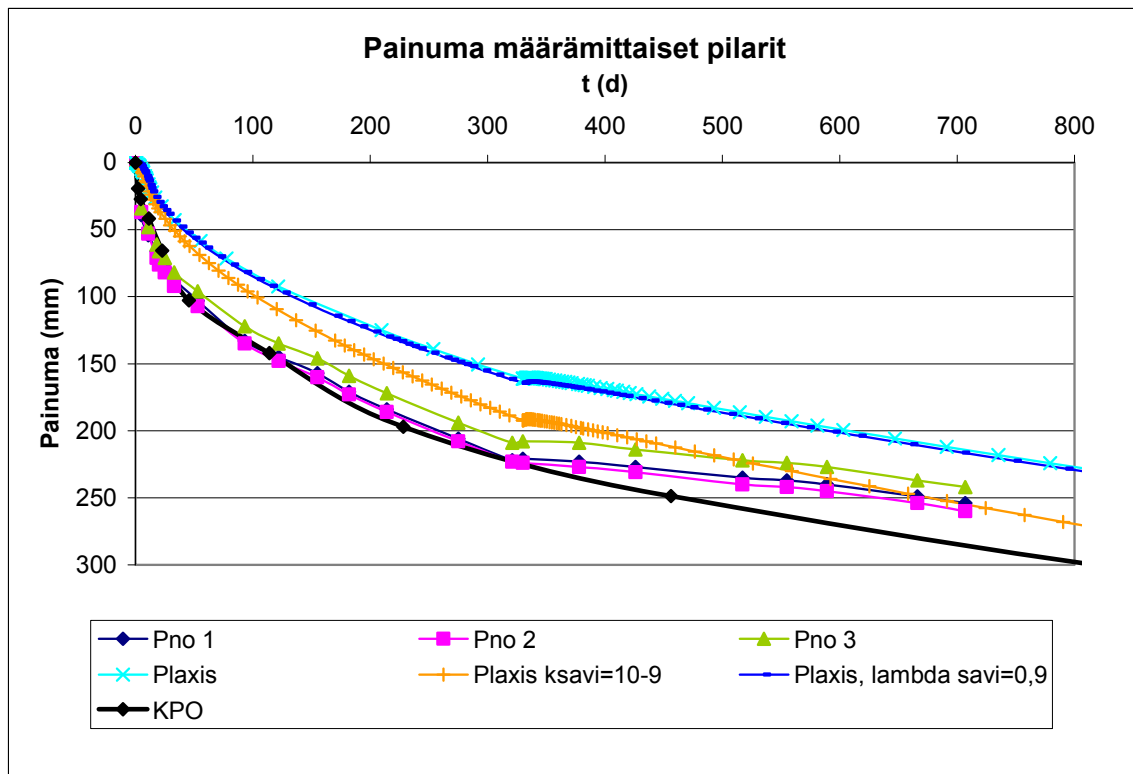
8.2 Määrämittaiset pilarit

KPO 2000 –ohjelmalla määrämittäisiä pilareita (pituus 13 m) käytettäessä kokonaispainumaksi saatiin 405 mm. Kuten kantavaan pohjaan asti ulottuvilla pilareilla, pystysuora muodonmuutos yläosan liejukerroksessa oli n. 0,2 % ja sulfidikerroksessa n. 0,3 % pilarin pituudesta. Valtaosa painumasta, 374 mm, tapahtuu pilareiden alapuolella olevassa savessa, jonka suhteellinen muodonmuutos on ohjelman mukaan n. 11 % heti pilareiden alapuolella, ja pienenee tästä n. 3,5 %:iin.

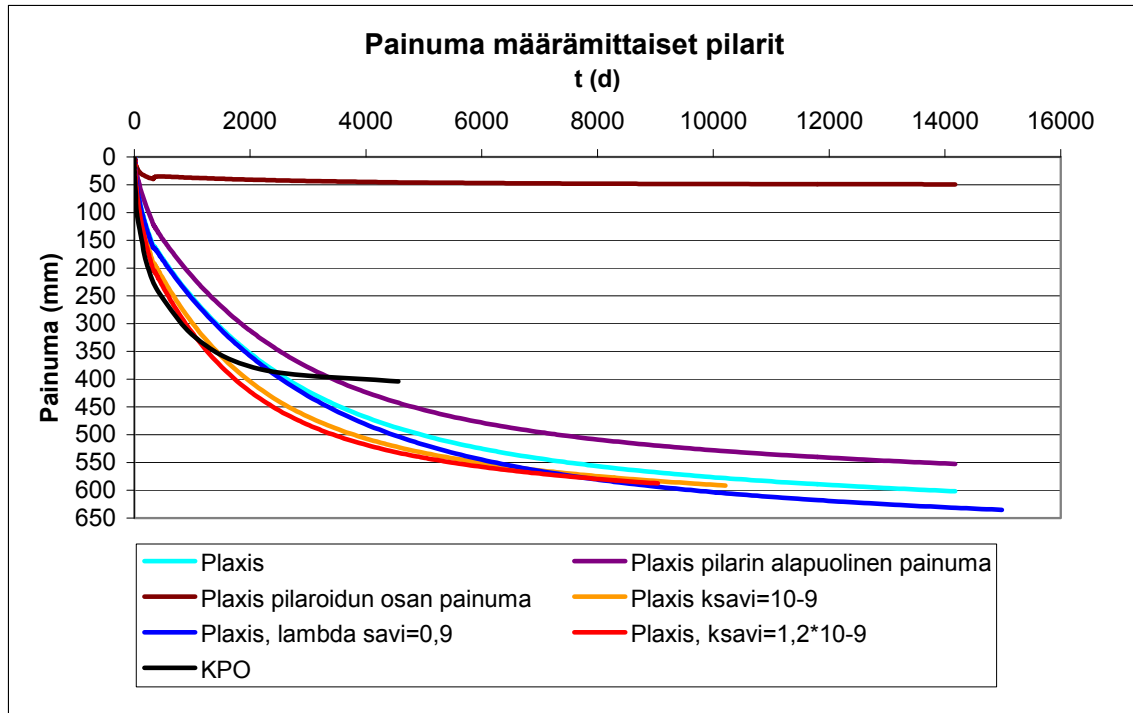
Plaxis-ohjelmalla saatiin kokonaispainumaksi 687 mm. Tästä pilaroidun osan alapuolista painumaa on valtaosa, 533 mm. Pystysuora muodonmuutos yläosan liejukerroksessa oli luokkaa 0,3 %, sulfidikerroksessa luokkaa 0,5 % ja savikerroksessa luokkaa 0,2 %. Muodonmuutos pilarin alapuolella on suurimmillaan 18 % (liite 3) ja on enimmäkseen 10-12 %.

Konsolidaation oletettiin olevan yksisuuntaista määramittaisia pilareita käytettäessä. KPO-2000 –ohjelma ei laske määramittaisten pilareiden alapuolella olevan saven painumisnopeutta. Pilaroidulla osuudella 99 % konsolidaatioaste saavutettiin 790 vuorokauden kuluttua.

Kokonaispainuma oli KPO-ohjelmalla laskettuna n. 400 mm ja Plaxis-ohjelmalla laskettuna n. 600 mm (kuva 56). Plaxis-laskennoissa käytetty pyörähdyssymmetrinen malli, jossa mallinnetaan vain yksi pilari, ei ota huomioon pilareiden ryhmävaikutusta, mikä suurentaa Plaxis-ohjelmalla laskettua painumaa. Osa erosta selittyy myös sillä, että KPO-ohjelma ei ota huomioon sekundaarista konsolidaatiopainumaa. Kuvassa 55 on esitetty lasketut ja havaitut painumat ensimmäisten 800 vuorokauden aikana ja kuvassa 56 lasketut painumat kokonaisuudessaan.



Kuva 55. Määramittaisten pilareiden havaitut painumat (Pno 1-3) ja laskentatulokset.



Kuva 56. Määramittaisten pilareiden lasketut painumat.

9. YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Suurpellon pehmeät maakerrokset koepenkereen lähettyvillä koostuvat yläkerroksen liejusta, sen alapuolisesta sulfidipitoisesta savesta ja alimmasta liHAVAN saven kerroksesta. Pehmeiden maakerrosten keskisyvyys on 10,6 m. Paksuimmillaan pehmeiden maakerrosten syvyys on yli 25 m. Koepenkereen alueella syvyys on n. 18 m.

Stabiloidun maan leikkauslujuuden vaihtelut olivat huomattavia eri kerroksissa. Stabi-loinnilla saavutettiin pilarikairausten ja laboratoriokokeiden mukaan huonoimmat tulokset sulfidipitoisissa kerroksissa. Keskimääräinen leikkauslujuus sulfidikerroksessakin oli kuitenkin pilarikairausten mukaan yli kaksinkertainen tavoiteleikkauslujuuteen nähden. Sideaineen määrän vaihtelevuus eri kerroksissa olisi tarkoituksenmukaista syvyys-suunnassa homogeenisemmän pilarin aikaansaamiseksi.

Leikkauslujuudet olivat samaa luokkaa huoneenlämmössä 2 viikon ajan säilytetyissä laboratorionäytteissä sekä 2,5 kuukauden jälkeen pilarikairauksella koestetuissa pilareissa.

Pilarikairausten perusteella näytti siltä, että humuspitoisten kerrosten lujuus kehittyi nopeasti stabiloinnin jälkeen suureksi, mutta lähti myöhemmin laskuun. Myös laboratorio-kokeissa lyhytkestoinen indeksikoemenetelmä saattaa antaa liian suuria lujuuksia humus-pitoiselle maa-ainekselle. TKK:lla perinteisesti käytetty menetelmä, jossa näytettä säilytetään kauemmin ja viileämmässä, antaa luotettavamman tuloksen humuspitoisten maa-ainesten stabiloitavuudesta. Indeksikoemenetelmää voidaan käyttää nopeaan sideaineiden vertailuun sekä alustavaan lujuustarkasteluun. Varsinainen sideainemäärän valinta tulee kuitenkin tehdä standardikoemenetelmää käyttäen. Syynä humuspitoisten maiden mahdollisesti alussa saavutettua lujuutta huonompaan pitkäaikaislujuuteen saattaa olla humushappojen vaikutus pitkällä aikavälillä.

Määrämittaisten pilareiden painumat ylittivät Espoon kaupungin katurakenteille asettamat rajat jo kahden vuoden seuranta-aikana. Näin ollen määrämittaiset pilarit eivät sovel-

lu katurakenteiden pohjanvahvistukseksi Suurpellossa. Sen sijaan määrämittaisen syvästabiloinnin käyttö voi olla mahdollista esimerkiksi puistoalueiden pohjanvahvistuksessa.

Kalkkipilariohje KPO 2000 – ohjelmalla saadut painumanopeudet vastaavat havaittuja painumia, kun käytetään huomattavan suuria vedenläpäisevyyksiä kalkki-sementtipilarille, n. 300-400 –kertaisia vedenläpäisevyyksiä stabiloimattoman maaperän vedenläpäisevyyteen verrattuna. Elementtimenetelmään perustuvalla Plaxis-ohjelmalla painumanopeudet olivat samaa luokkaa, kun käytettiin pilarin vedenläpäisevyytenä kymmenkertaista vedenläpäisevyyttä stabiloimattoman maan vedenläpäisevyyteen verrattuna. Todelliset vedenläpäisevyydet ovat yleensä kalkki-sementtipilareilla suuruusluokkaa 1-50 kertaa stabiloimattoman maan vedenläpäisevyys. KPO 2000 – ohjelman perusajatus on, että pilarit toimivat pystyoina, eikä se ota huomioon pilareiden jäykkyyttä. Todellisia vedenläpäisevyyksiä käytettäessä KPO 2000 – ohjelma aliarvioi selvästi painumanopeutta. Näyttäisi siltä, että KPO 2000 – ohjelmassa voidaan käyttää kalkki-sementtipilareiden vedenläpäisevyydelle todellista vedenläpäisevyyttä korkeampaa arvoa.

Jotta havaittujen ja laskettujen painumien vertailua ja parametrien takaisinlaskentaa voitaisiin tehdä tarkasti erilaisista kerroksista koostuvassa maassa, tulisi koepenkereen painumia havainnoida eri syvyyksissä. Lisäksi suuri osa kantavaan kerroksen ulottuvilla pilareilla vahvistetun maaperän painumasta tapahtuu pilarin ja penkereen välisessä siirtymävyöhykkeessä, ja tuon painuman ennustaminen on mahdotonta pilareiden yläpään laadunvaihtelun takia.

10. KIRJALLISUUS

Aalto, A. 2006. Indeksikokeet. Tietoverkottunut, 3D-mallinnukseen ja mittauksiin perustuva pohjavahvistusautomaatio (POHVA). Työraportti. Teknillinen korkeakoulu, Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorio. 90s.

Alén, C., Sällfors, G., Bengtsson, P.-E. & Baker, S. 2006. Provbankar Riksväg 45/ Norrlänken. Bankar på kalkcementpelarförstärkt jord – Beräkningsmodell för sättningar. Svensk Djupstabilisering, Rapport 15. Linköping 2006. 62 s. [Vittattu 9.9.2008] Saatavilla: <http://www.swedgeo.se/sd/pdf/SD-R15.pdf>

Almqvist, L. & Erikmat, K. 1994. Djupstabilisering med kalkcementpelare. En fält- och laboratoriestudie av inverkande faktorer. Examensarbete 1994:6. Chalmers Tekniska Högskola, Institutionen för geoteknik. 57 s.

Andersson, M. & Norrman, P. 2004. Stabilisering av sulfidjord. En litteratur- och laboratoriestudie. Arbetsrapport 22 2004-06, Svensk Djupstabilisering, Swedish Deep Stabilization Research Centre. Institutionen för Samhällsbyggnad, Avdelningen för geoteknik, Luleå tekniska universitet, Linköping 2004. 103s. [Viitattu 10.12.2008] Saatavissa: <http://www.swedgeo.se/sd/pdf/SD-AR33.pdf>

Anttila, T. 2008. Espoon Suurpellon alueen maaperä ja rakentaminen. Kandidaatintyö. Teknillinen korkeakoulu, Espoo. 27 s.

Axelsson, K., Johansson, S-E. & Andersson, R. 2002. Stabilization of Organic Soils by Cement and Puzzolanic Reactions – Feasibility Study. Repor 3, English Translation, Svensk Djupstabilisering, Swedish Deep Stabilization Research Centre. ISSN 1402-2036 51 s. [Viitattu 11.12.2008] Saatavissa: <http://www.swedgeo.se/Sd/pdf/SD-R3E.pdf>

Baker, S. 2000. Deformation Behavior of Lime/Cement Column Stabilized Clay. Väitöskirja. Department of Geotechnical Engineering. Chalmers University of

Technology. Svensk Djupstabilisering, Rapport 7. Göteborg 2000. Saatavissa: [Viitattu 8.12.2008] <http://www.swedgeo.se/sd/pdf/SD-R7.pdf>

Brinkgreve, R.B.J. & Broere, W. 2006 PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. 2D - version 8. Netherlands. ISBN-10: 90-76016-02-X. ISBN-13: 978-90-76016-02-3.

Broms, B. 1993. Lime stabilization. In: Moseley, M.P. (ed.) Ground Improvement. Boca Raton, Florida, Chapman & Hall. p. 65-99. ISBN 0 7514 0073 4

Carlsten, P. 1994. Kalk- och kalkcementpelare. Vägledning för projektering, utförande och kontroll. Temadag – Internationell jordförstärkningsteknik. Göteborg 18.10.1994. 51 s.

CEN ISO/TS 17892-5:fi 2004. Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan laboratoriokokeet. Osa 5: Ödometrikoe (kuorman lisäys portaittain) ja sen soveltaminen Suomessa. Suomen Standardisoimisliitto SFS. CEN tekninen spesifikaatio. 27 s.

CEN ISO/TS 17892-9:fi 2004. Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan laboratoriokokeet. Osa 9: Konsolidoidut kolmiaksaalikokeet (vedellä kyllästetty näyte) ja sen soveltaminen Suomessa. Suomen Standardisoimisliitto SFS. CEN tekninen spesifikaatio. 24 s.

Geotekniset laboratorio-ohjeet GLO-85, 1. Luokituskokeet. Suomen Geoteknillinen yhdistys ry., Helsinki 1985, 107 s.

Halkola, H. 2008. Quality control for mass stabilisation. International Mass Stabilisation conference, 8.-10.10.2008. Lahti. S.32-35.

Impe, W.F Van 1989. Soil Improvement Techniques and their Evolution. Rotterdam, A.A Balkema. 125 s. ISBN 90 6191 805-7

Janbu, N. 1970. Grunnlag i geoteknikk. Tapir forlag. 426 s.

Juvankoski, M., Valasti, P. & Korkiala-Tanttu, L. 2007. POHVA 1 3D-maaperämalli syvästabilointiin ja paalutukseen sekä pohjasuhdetiedon hallinnan riskit: loppuraportti. VTT:n raportti VTTR1065407. 119s.

Kujala, K., Mäkilä, M. & Lehto, O. 1996. Effect of humus on the binding reaction in stabilized soils. In: Yonekura, Terashi & Shibasaki (eds) Grouting and Deep Mixing. Proceedings of IS-Tokyo 1996. Vol 1. pp.415-420. Balkema, Rotterdam ISBN 90 5410 805 3

Korhonen, K-H., Gardemeister, R. & Tammirinne, M. 1974. Geotekninen maaluokitus. VTT. Espoo: VTT offsetpaino. 20 s. ISBN 951-38-0096.

Laaksonen, R. & Lojander, M. 1990. Plastisuusteoria maamekaniikassa. Teoksessa: Mäkelä, H. (toim.). RIL 157-2 Geomekaniikka II. Vaasa, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y. S.11-58. ISBN 951-758-213-7.

Länsivaara, T. 2002. Kalkkipilariohje KPO 2000 Painumalaskentaohjelma. [Viitattu 19.11.2008]. Saatavissa:
<http://www.espoo.fi/default.asp?path=1;28;11866;10526;8464;8473>.

Ojala, A.E.K., Ikävalko, O., Palmu, J-P., Vanhala, H., Valjus, T., Suppala, I, Salminen, R., Lintinen, P. & Huotari, T. 2007. Espoon Suurpellon maaperän ominaispiirteet. Geologian tutkimuskeskus, Arkistoraportti P22.4/2007/39. 51s.

Olsson, M., Edstam, T. & Alén, C. 2009. Some experiences from full-scale test embankments on floating lime-cement columns. In: Karstunen & Leoni (eds). Geotechnics of Soft Soils – Focus on Ground Improvement. London, Taylor & Francis Group p.77-85. ISBN 978-0-415-47591-4

Rantamäki, M., Jääskeläinen, R. & Tammirinne, M. 1979. Geotekniikka. 18. muuttumaton painos. Helsinki, Otatieto Oy. ISBN 951-672-257-1. 307 s.

SFS-EN ISO 14688-2. 2005. Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan tunnistaminen ja luokitus. Osa 2: Luokituksen perusteet. Standardi. Suomen Standardisoimisliitto SFS. 17s.

Stapelfeldt, T., Lojander, M., Tanska, H., Ojala, A. & Forsman, J. 2009. Deep stabilised test embankment at the Suurpelto area in Espoo, Southern Finland. In: Karstunen & Leoni (eds). Geotechnics of Soft Soils – Focus on Ground Improvement. London, Taylor & Francis Group p.423-428. ISBN 978-0-415-47591-4

Tiehallinto 2001. Syvästabiloinnin suunnitteluohje. Verkkajulkaisu (pdf) TIEH 2100008-v-04 ISBN 951-726-823-8. Tiehallinto 2001. 41 s. [Viitattu 9.12.2008] Saatavilla: <http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf/2100008-v-04.pdf>

Tremblay, H., Duchesne, J., Locat, J. & Leroueil, S. 2002. Influence of the nature of organic compounds on fine soil stabilization with cement. Canadian Geotechnical Journal, Volume 39, nro 3, June 2002. pp.535-546. ISSN 0008-3674 / CGJOAH 39(3): 503-772 (2002)

Törnqvist, J. & Laaksonen, R. 2008. Suurpellon sulfidisavien vaikutukset paalujen ja maanvastaisten betonilaattojen kestoikään ja teräsrakenteiden pysyvyyteen. VTT tutkimuslaskelma nro VTT-S-00621-08. 23 s.

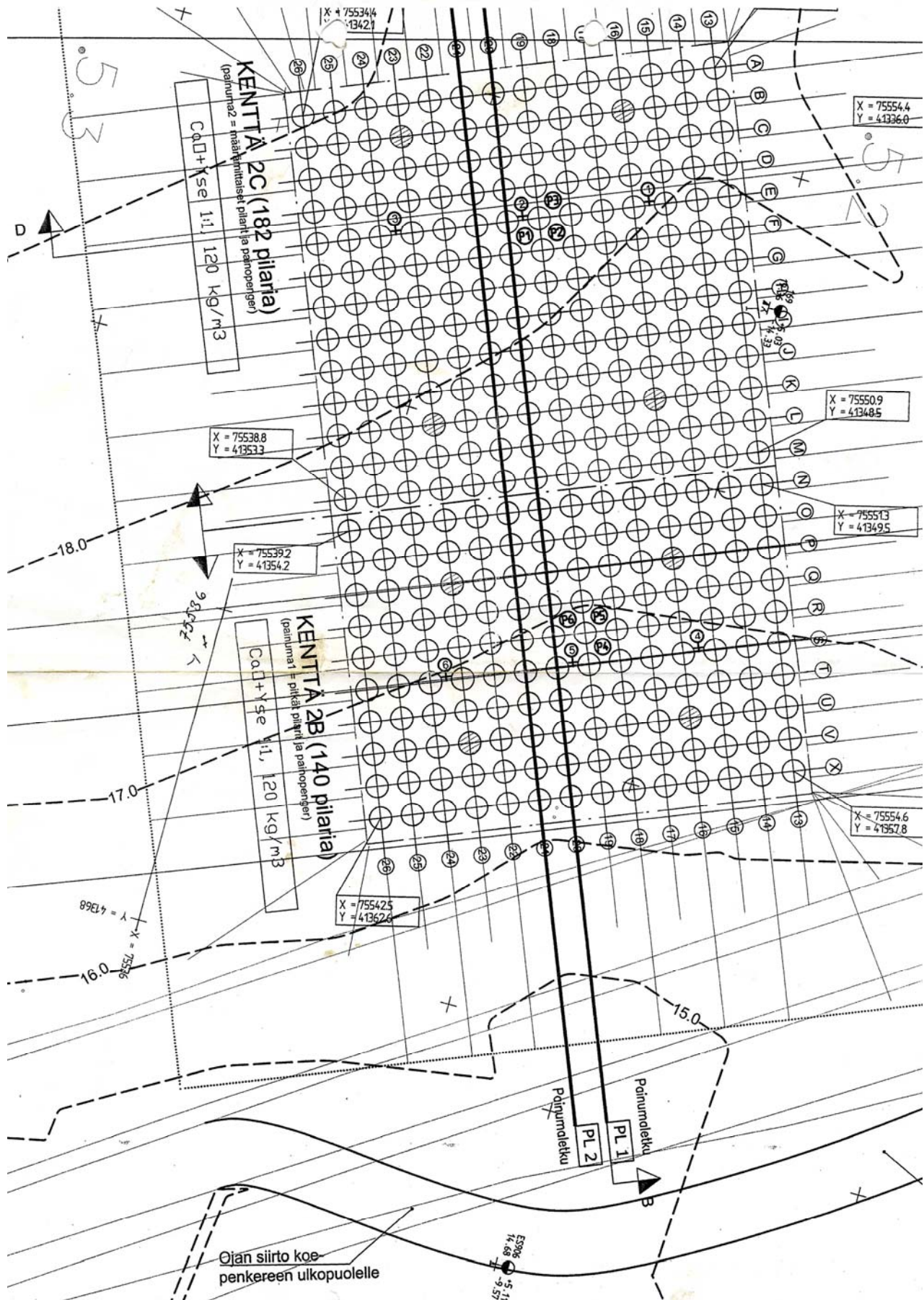
Vepsäläinen, P. 1983. Painuman, kantavuuden ja vakavuuden laskenta elementtimenetelmällä. Lisensiaatintyö. Teknillinen korkeakoulu, Espoo. 157 s.

Vepsäläinen, P. 2008. Rak 50-149 Geotekniikan numeeriset menetelmät. Luento 12. Luentomoniste. Teknillinen korkeakoulu, Espoo.

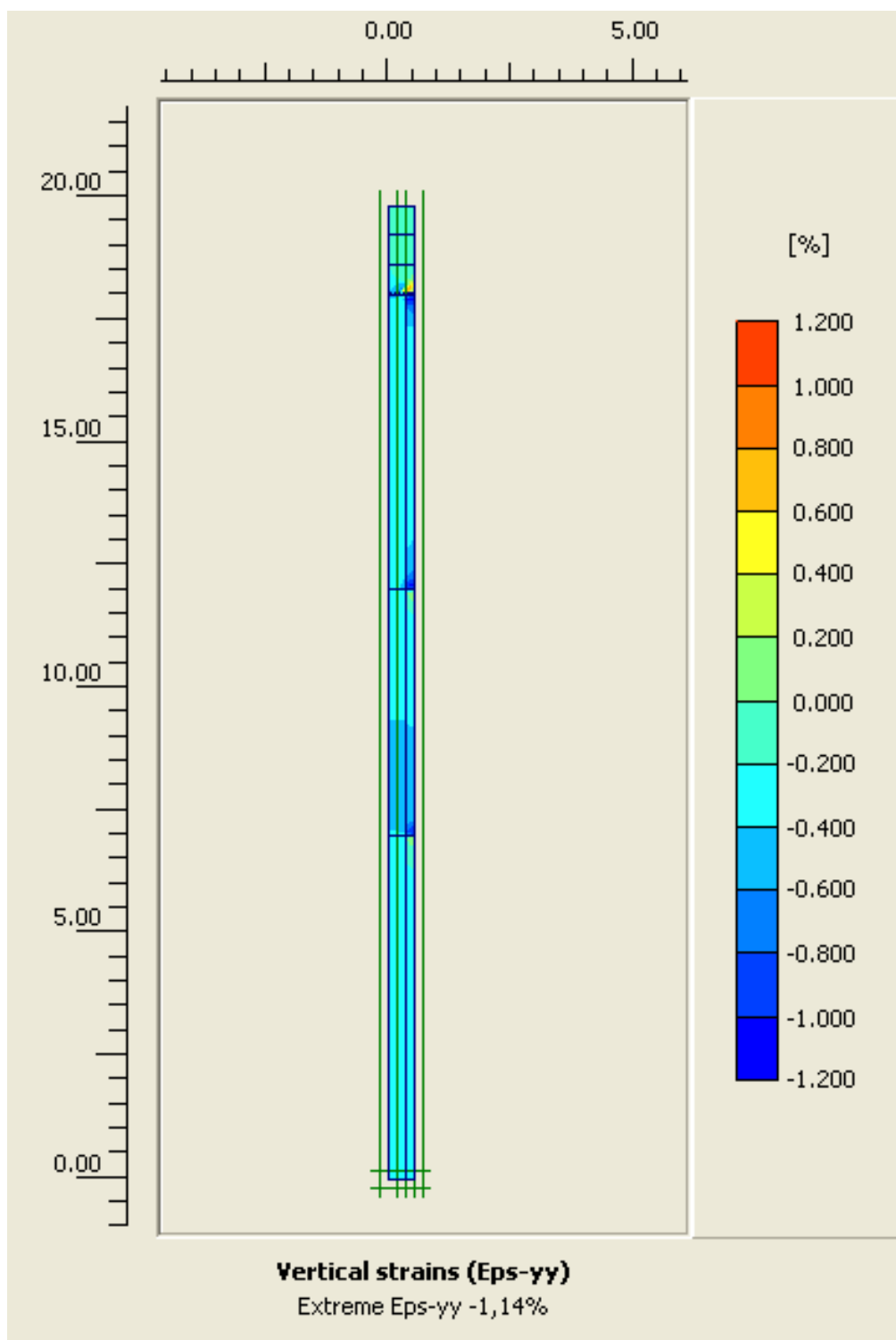
Winqvist, F. 2008. Suurpellon alueen maaperä ja koestabilointien suunnittelu, Espoo. Pohjarakennuksen ja maamekaniikan erikoistyö. Teknillinen korkeakoulu, Espoo. 34 s.

Åhnberg, H., Johansson, S-E., Retelius, A., Ljungkrantz, C., Holmqvist, L. & Holm, G. 1995. Cement och kalk för djupstabilisering av jord. En kemisk – fysikalisk studie av stabiliseringseffekter. Linköping, Roland Offset. Statens geotekniska institut, Rapport 48. ISSN 0348-0755. 213 s.

Liite 1. Koepenger ja sen instrumentointi.



Liite 2. Plaxis, kantavaan pohjaan asti ulottuvan pilarin ja ympäröivän maan muodonmuutokset.



Liite 3. Plaxis, määrämittaisen pilarin pystysuorat muodonmuutokset

